

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

OPERE D'ARTE MAGGIORI

89T - SOTTOVIA TANG.NORD RAMPA INTERC. 14+232

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia n.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	OPM	SP89N	00000	R	S T R	0761	-0	SCALA -



PROJECT MANAGER:

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

SUPPORTO SPECIALISTICO:

REDATTO:

VERIFICATO:

REVISIONE

n.	data
0	DICEMBRE 2017
1	SETTEMBRE 2019
2	SETTEMBRE 2020
3	-
4	-

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1	INTRODUZIONE	6
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA	8
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	14
1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE	15
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	16
1.4.2	Strutture esistenti	19
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	47
1.5.1	Terreno di rilevato	47
1.5.2	Terreno di fondazione	47
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	49
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	51
1.8	CONVENZIONI GENERALI	52
1.8.1	Unità di misura	52
2	IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI	53
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	53
2.1.1	Modellazione strutturale	53
2.1.2	Fasi di analisi	53
2.1.3	Fasi di costruzione	53
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	54
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	54
2.1.6	Sezioni di verifica	56
2.1.7	Metodologia di verifica	56
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	58
2.2.1	Modellazione strutturale	58
2.2.2	Fasi di analisi	58
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	58
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	58
2.2.5	Sezioni di verifica	58
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	59
2.3.1	Descrizione generale	59
2.3.2	Sezioni di verifica	59
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	60
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	60
2.3.5	Metodologia di verifica	61
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	61
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	62
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	63
3	ANALISI DEI CARICHI	65
3.1	PREMESSA	65
3.2	CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO	65
3.2.1	Carichi agenti sull'impalcato in fase 1	65
3.2.2	Carichi agenti sull'impalcato in fase 2	65
3.2.3	Carichi agenti sull'impalcato in fase 3	67
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	78
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	78
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	78
3.3.3	Spinta del terreno	78
3.3.4	Sovraccarico accidentale	78

3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	78
3.4	AZIONE SISMICA.....	78
4	ANALISI IMPALCATO	80
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	80
4.1.1	Analisi strutturale.....	80
4.1.2	Verifiche	83
4.1.3	Verifiche locali.....	99
4.2	IMPALCATO ESISTENTE	108
4.2.1	Analisi strutturale.....	108
4.2.2	Verifiche	109
5	ANALISI SPALLE	115
5.1	DESCRIZIONE GENERALE	115
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	115
5.2.1	Geometria di verifica.....	116
5.2.2	Analisi strutturale del paramento	119
5.2.3	Analisi strutturale del plinto di fondazione	127
5.2.4	Analisi strutturale del paraghiaia	138
5.2.5	Analisi strutturale del muro d'ala della spalla	140
5.3	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	153
5.3.1	Geometria di verifica.....	158
5.3.2	Analisi dei carichi	162
5.3.3	Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G.....	164
5.3.4	Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G.....	164
5.3.5	Analisi strutturale del plinto di fondazione	165
5.3.6	Analisi strutturale del paramento	172
5.3.7	Analisi strutturale del paraghiaia	182
6	ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI	185
6.1	PREMESSA.....	185
6.2	GEOMETRIA	185
6.3	ANALISI DEI CARICHI.....	186
6.4	ANALISI E VERIFICHE	188

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (1)	6
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2)	6
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (3) – VISTA CARREGGIATA SUD	7
FIGURA 1-4. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (4) – VISTA CARREGGIATA NORD	7
FIGURA 1-5. PIANTA FONDAZIONI	9
FIGURA 1-6. PIANTA IMPALCATO	9
FIGURA 1-7. SEZIONE LONGITUDINALE AMPLIAMENTO	9
FIGURA 1-8. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO RIMINI	10
FIGURA 1-9. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO BOLOGNA	10
FIGURA 1-10. PROSPETTO NORD	11
FIGURA 1-11. PROSPETTO SUD	11
FIGURA 1-12. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO NORD	11
FIGURA 1-13. SEZIONE LONGITUDINALE TRAVE IN AMPLIAMENTO – LATO NORD	12
FIGURA 1-14. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO – LATO SUD	12
FIGURA 1-15. SEZIONE LONGITUDINALE TRAVE IN AMPLIAMENTO – LATO SUD	13
FIGURA 1-16. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	15
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE	20
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4	21
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4	22
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4	23
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4	24
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	25
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	26
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	27
FIGURA 1-25 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	28
FIGURA 1-26 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE	29
FIGURA 1-27 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE	30
FIGURA 1-28 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE	30
FIGURA 1-29 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI	35
FIGURA 1-30 – LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL'INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA, PER EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO (TAB. C8.5.IV DELLA CIRCOLARE ALLE NTC2018)	36
FIGURA 1-31. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	47
FIGURA 1-32. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA	47
FIGURA 1-33. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	47
FIGURA 1-34. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A')	47
FIGURA 1-35. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'')	48
FIGURA 1-36. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV	50
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{eff} E DELLE ALIQUOTE B_{ei} (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018)	54
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{eff} E LUCI EQUIVALENTI L_e PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018)	55
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018)	63
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018)	63
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018)	64
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018)	64
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018)	71
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI Q_{ik} E q_{ik} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG. 5.1.2 DELLE NTC2018)	72
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO FLETTEnte SU IMPALCATO DI PROGETTO	72
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMA AZIONE DI TAGLIO SU IMPALCATO DI PROGETTO	73
FIGURA 3-5. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO FLETTEnte E AZIONE DI TAGLIO SU IMPALCATO ESISTENTE	73
FIGURA 3-6. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB. 5.1.IV DELLE NTC2018)	74
FIGURA 3-7. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018)	75
FIGURA 3-8. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018)	75

FIGURA 3-9. MODELLAZIONE DELL'AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE)	76
FIGURA 3-10. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018).....	77
FIGURA 3-11. DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE ($T=0.367s$)	77
FIGURA 4-1. MODELLO FEM.....	80
FIGURA 4-2. INVILUPPO M_x [TM].....	83
FIGURA 4-3. INVILUPPO T_y [T]	83
FIGURA 4-4. INVILUPPO M_x [TM].....	84
FIGURA 4-5. INVILUPPO T_y [T]	84
FIGURA 4-6. INVILUPPO N [T].....	84
FIGURA 4-7. INVILUPPO M_x [TM]	85
FIGURA 4-8. INVILUPPO T_y [T]	85
FIGURA 4-9. INVILUPPO N [T].....	85
FIGURA 4-21. MODELLO FEM	108
FIGURA 4-22. INVILUPPO M_x [TM].....	109
FIGURA 4-23. INVILUPPO T_y [T]	109
FIGURA 4-24. MOMENTO RESISTENTE IN CAMPATA	113
FIGURA 5-1. DIMENSIONI GEOMETRICHE SPALLA	116
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO	117
FIGURA 5-3. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO.....	119
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA.....	120
FIGURA 5-5. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	121
FIGURA 5-6. ELENCO DEI CARICHI.....	122
FIGURA 5-7. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO	122
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO.....	123
FIGURA 5-9. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G)	127
FIGURA 5-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G)	128
FIGURA 5-11. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	129
FIGURA 5-12. ELENCO DEI CARICHI	130
FIGURA 5-13. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	130
FIGURA 5-14. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	131
FIGURA 5-15. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI DI FONDAZIONE PER COMB.2 (SLU)	132
FIGURA 5-16. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI DI FONDAZIONE PER COMB.9 (SLV).....	132
FIGURA 5-17. SOLLECITAZIONI ASSIALI NEI PALI DI FONDAZIONE PER COMB.16 (SLE-FREQ)	132
FIGURA 5-18. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	138
FIGURA 5-19. MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI.....	140
FIGURA 5-20. SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI A RIPOSO	141
FIGURA 5-21. SOVRACCARICO ACCIDENTALE SPINGENTE IN CONDIZIONI A RIPOSO	141
FIGURA 5-22. SOVRASPINTA SISMICA (A SINISTRA) E SPINTA INERZIE SISMICHE (A DESTRA).....	142
FIGURA 5-23. COMBINAZIONI DI CALCOLO	142
FIGURA 5-24. MOMENTO FLETTENTE M_{11} – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [kNm/M]).....	143
FIGURA 5-25. AZIONE DI TAGLIO V_{13} – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [kN/M]).....	143
FIGURA 5-26. MOMENTO FLETTENTE M_{22} – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [kNm/M]).....	144
FIGURA 5-27. AZIONE DI TAGLIO V_{23} – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [kN/M]).....	144
FIGURA 5-28. AZIONE ASSIALE F_{22} – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [kN/M])	145
FIGURA 5-29. ZONE DI VERIFICA IN DIREZIONE 1.....	145
FIGURA 5-30. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	154
FIGURA 5-32. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA.	156
FIGURA 5-33. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI.	156
FIGURA 5-34. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA.	157
FIGURA 5-35. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA INTERCONNESSIONE 1 DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+232” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA.....	157

FIGURA 5-36. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI.....	180
FIGURA 6-1. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE CARREGGIATA LATO NORD	185
FIGURA 6-2. SEZIONE TRASVERSALE DEI MURI ANDATORI CARREGGIATA SUD	185

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'ampliamento del Sottovia Interconnessione 1 dell'autostrada A14, Bologna – Taranto, nell'ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 89T e ubicata alla progressiva 14+232.

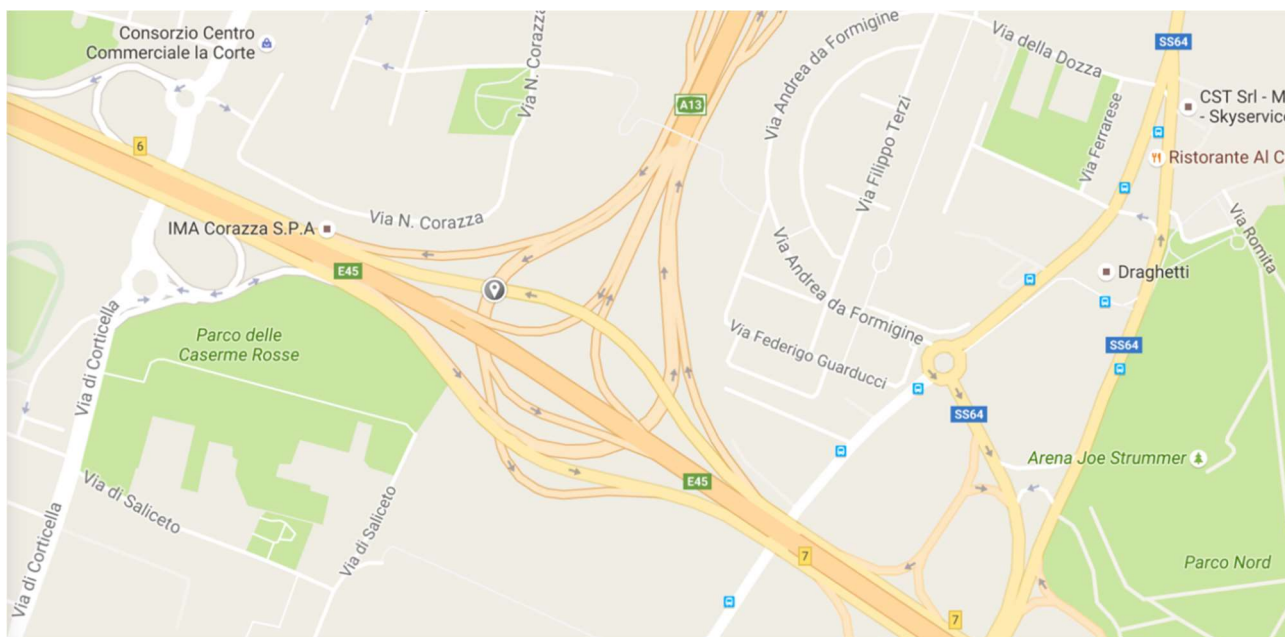


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

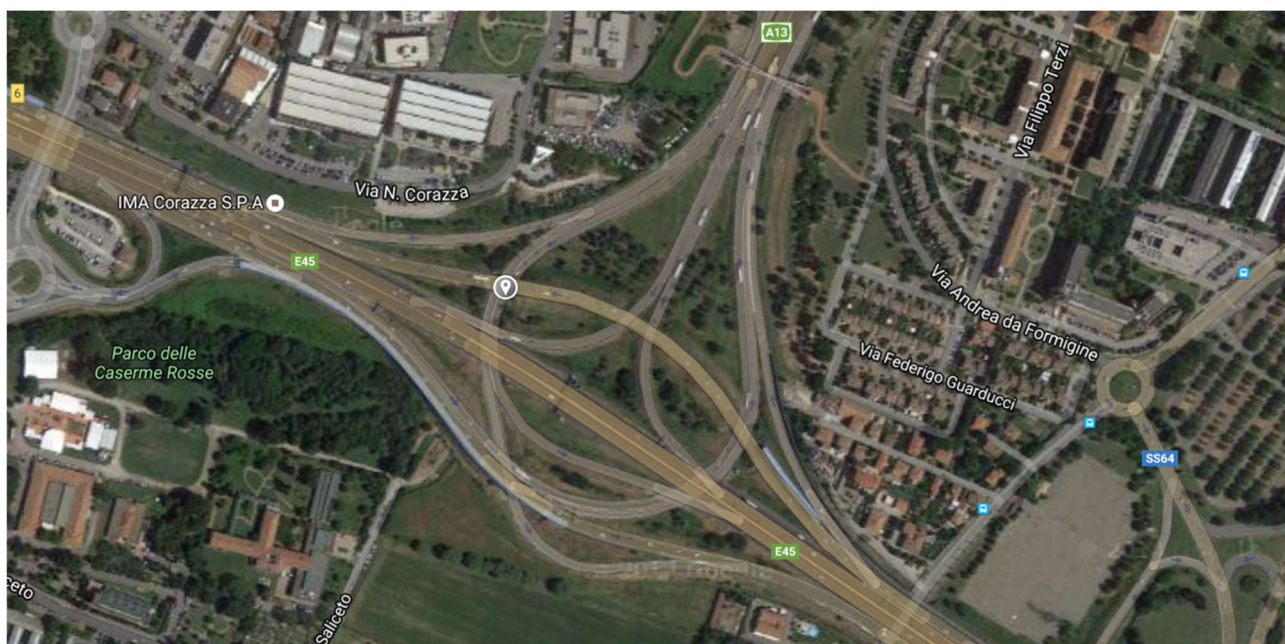


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



Figura 1-3. Localizzazione geografica dell'opera (3) – Vista Carreggiata Sud



Figura 1-4. Localizzazione geografica dell'opera (4) – Vista Carreggiata Nord

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. a campata unica, avente luce di calcolo $L=19.70\text{m}$.

L'impalcato esistente è realizzato con n°4 travi in c.a.p.. Le travi hanno sezione a doppia T di altezza 100cm, sono semplicemente appoggiate sulle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera di spessore minimo 20cm. L'impalcato originario presenta, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 12.75m, con interasse tra le travi portanti di 3.00m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 7.50m per la spalla lato Bologna e 8.00m per la spalla lato Rimini (a meno del paraghiaia). Il plinto di fondazione ha spessore 1.00m; le fondazioni sono pali tipo Franki, $\varnothing 500\text{mm}$ e $L=14.00\text{m}$.

Il nuovo intervento di adeguamento prevede i seguenti interventi fondamentali:

- ampliamento delle carreggiate Nord e Sud, rispettivamente per 6.88m e 1.67m, con conseguente allargamento degli impalcati;
- allargamento delle spalle e delle relative fondazioni;
- inserimento di tiranti nelle spalle esistenti in funzione dei carichi previsti dall'attuale normativa.

L'ampliamento verrà realizzato con il posizionamento di n.3 e n.1 travi metalliche, rispettivamente per il lato Nord e Sud, profilo saldato a doppia T di altezza totale 900mm, ali (600x40)mm, anima (820x16)mm, solidarizzate alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson”. La soletta collaborante, spessore complessivo 25cm, verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

Il collegamento dell'impalcato nuovo con quello esistente sarà effettuato collegando le solette mediante sovrapposizione di nuove barre di armatura a quelle della soletta esistente, parzialmente demolita. La connessione della soletta esistente con quella di ampliamento non potrà realizzare una continuità strutturale ma consentirà di ottenere un giunto in grado di assorbire le sollecitazioni di taglio, con comportamento assimilabile in prima approssimazione ad una cerniera.

Sono previsti dispositivi di appoggio idonei nei confronti delle sollecitazioni allo Stato Limite Ultimo. Sono altresì realizzati opportuni ritegni sismici in direzione longitudinale e trasversale, in corrispondenza delle travi esistenti e di nuova realizzazione.

Le spalle in allargamento sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 8.75m per la spalla lato Bologna e 9.85m per la spalla lato Rimini. Il plinto di fondazione ha spessore 1.20m; le fondazioni sono pali di grande diametro, $\varnothing 1000\text{mm}$ e $L=32.00\text{m}$.

Il collegamento della nuova sottostruttura con quella esistente è effettuato mediante inghisaggio di barre di armatura alla struttura esistente parzialmente demolita.

La rampa di accesso al sottovia è su rilevato sostenuto lateralmente da opere di sostegno su fondazione diretta aventi paramento con altezza variabile tra 6.00m e 7.30m e spessore 1.10m; zattera di fondazione con larghezza variabile tra 7.50m e 8.00m e spessore 1.30m.

Ogni altro dettaglio relativo alle geometrie e alle scelte progettuali, è deducibile dalle tavole di progetto.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione del sottovia nella nuova configurazione allargata.

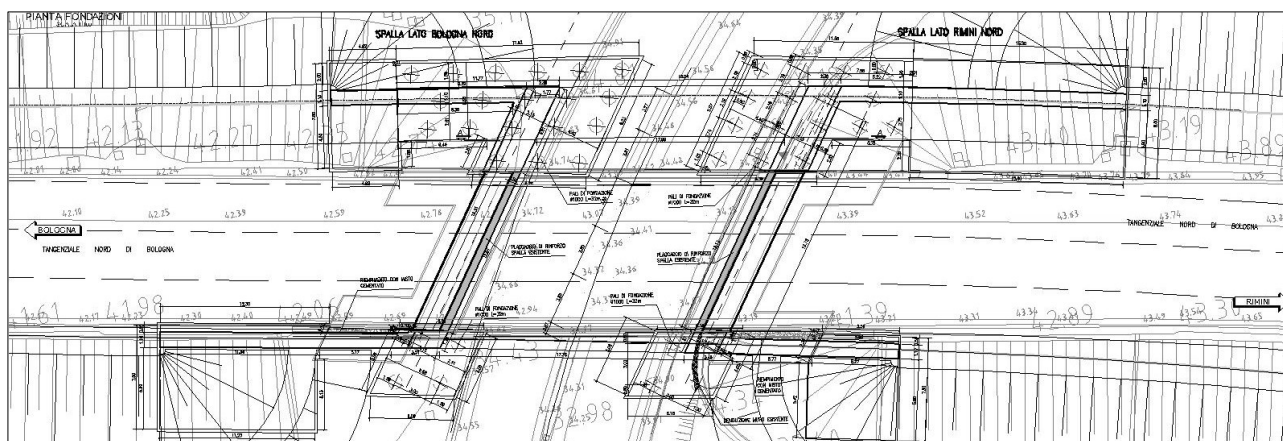


Figura 1-5. Pianta fondazioni

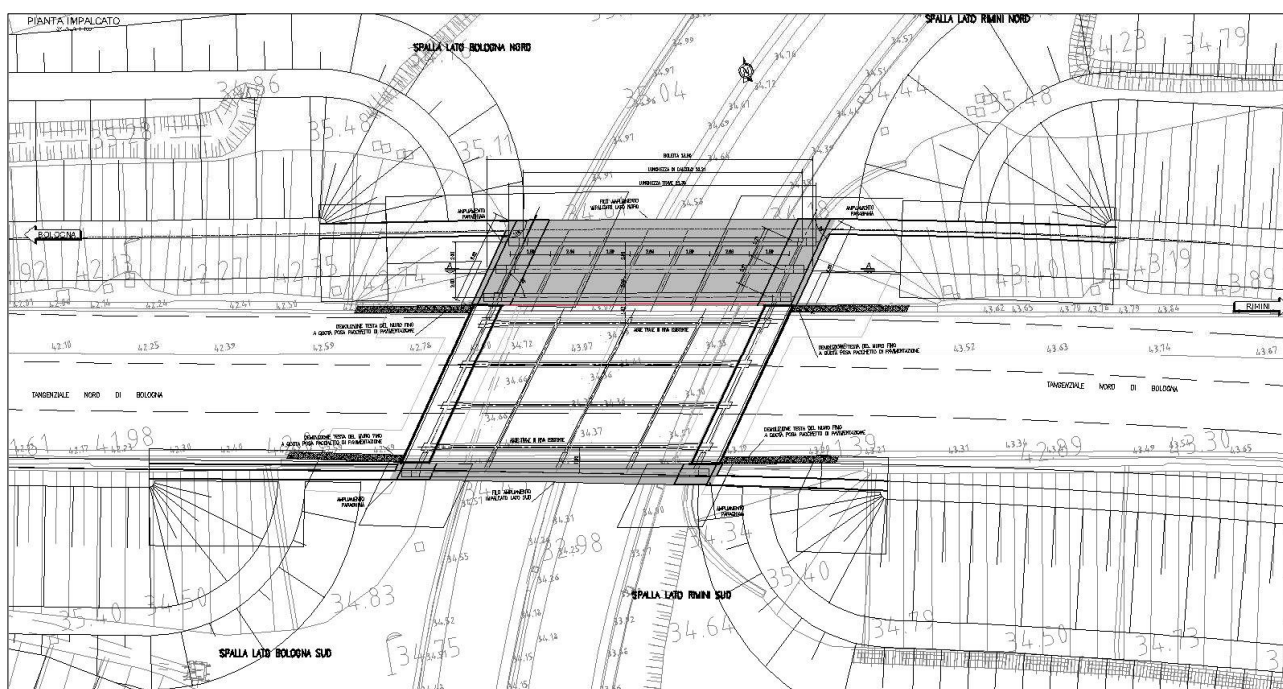


Figura 1-6. Pianta impalcato

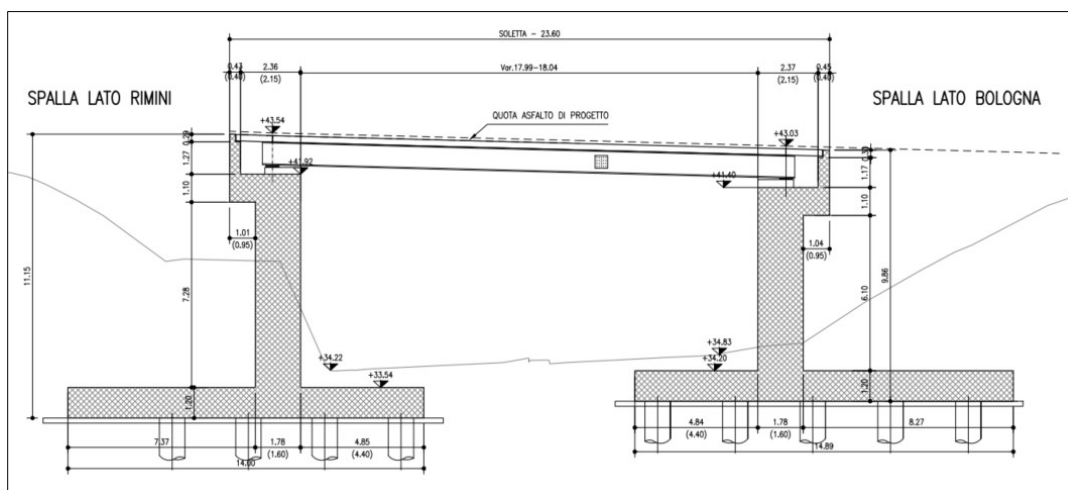


Figura 1-7. Sezione longitudinale ampliamento

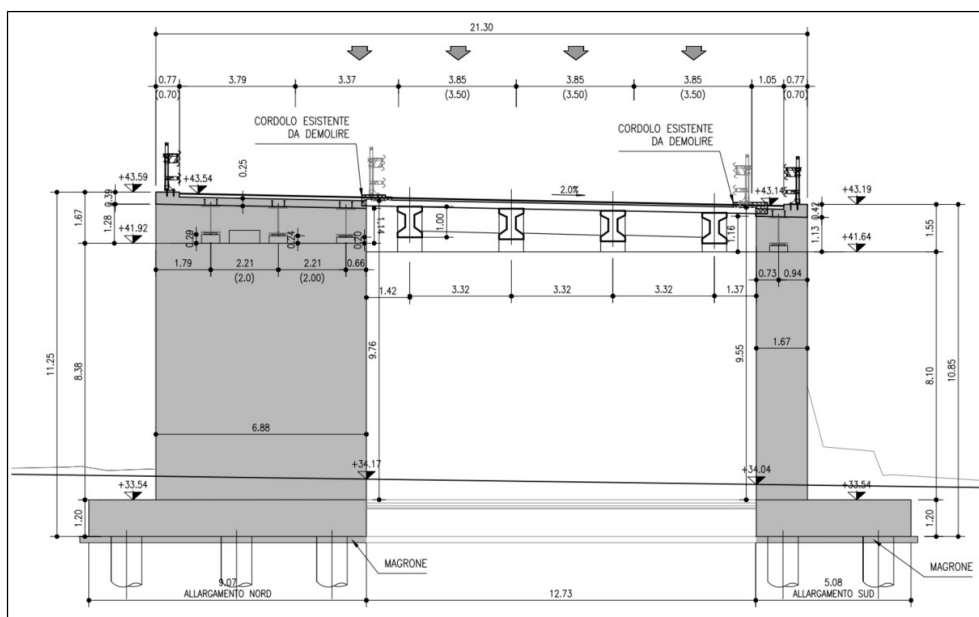


Figura 1-8. Sezione trasversale ampliamento – Lato Rimini

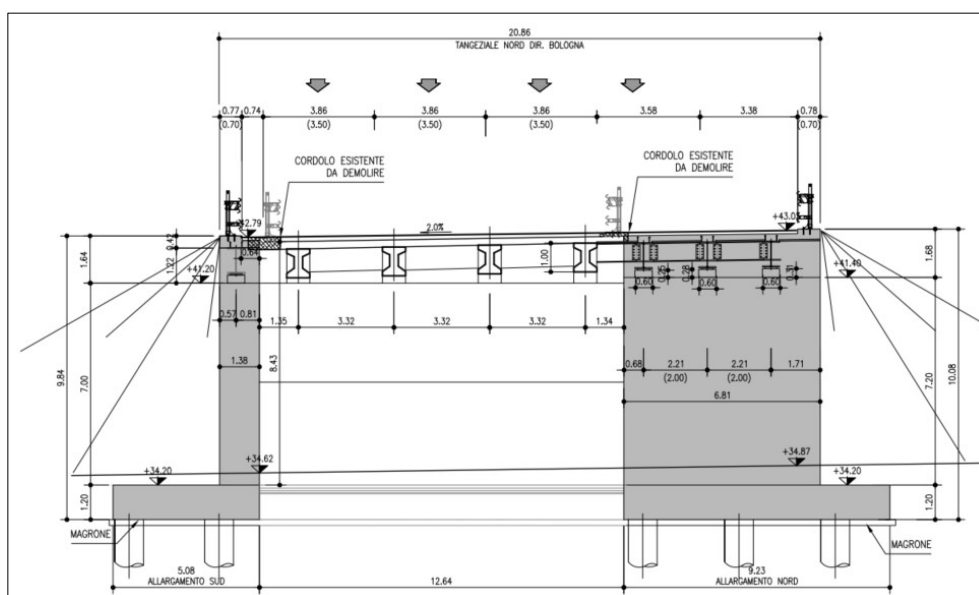


Figura 1-9. Sezione trasversale ampliamento – Lato Bologna

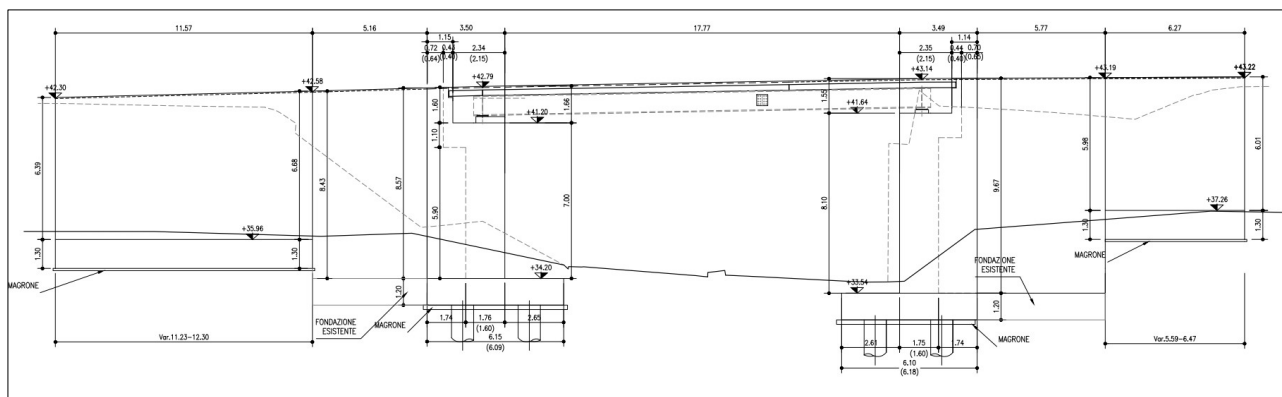


Figura 1-10. Prospetto Nord

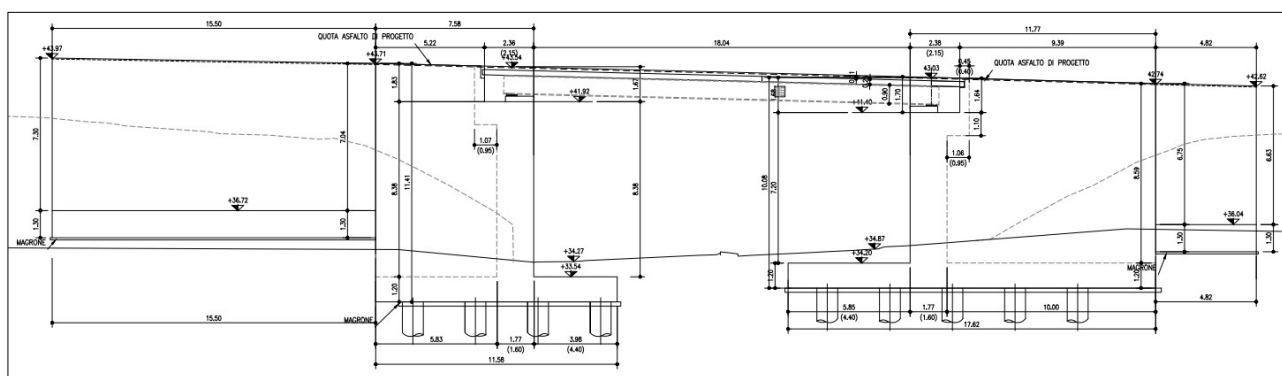


Figura 1-11. Prospetto Sud

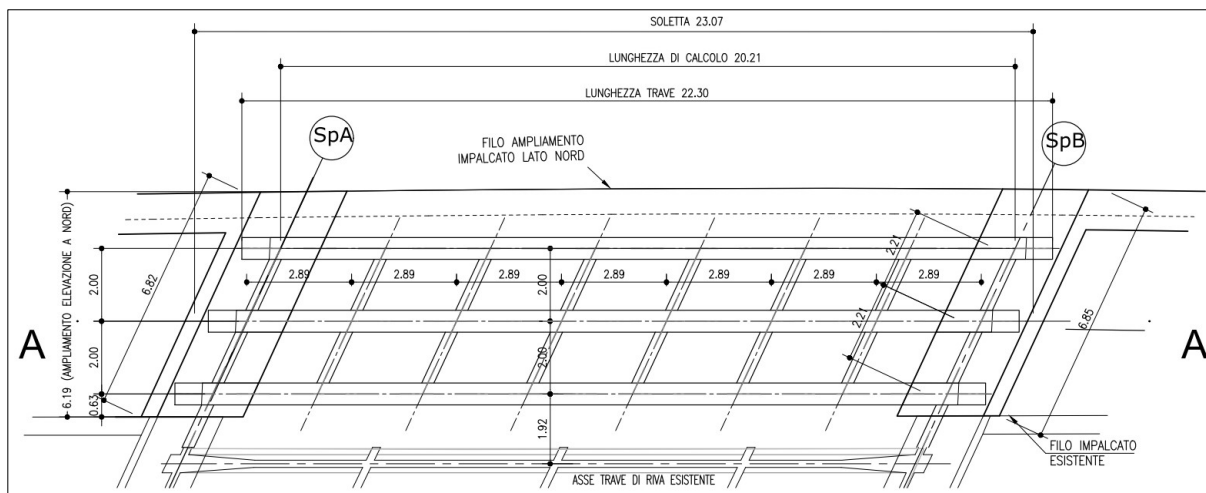


Figura 1-12. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Nord

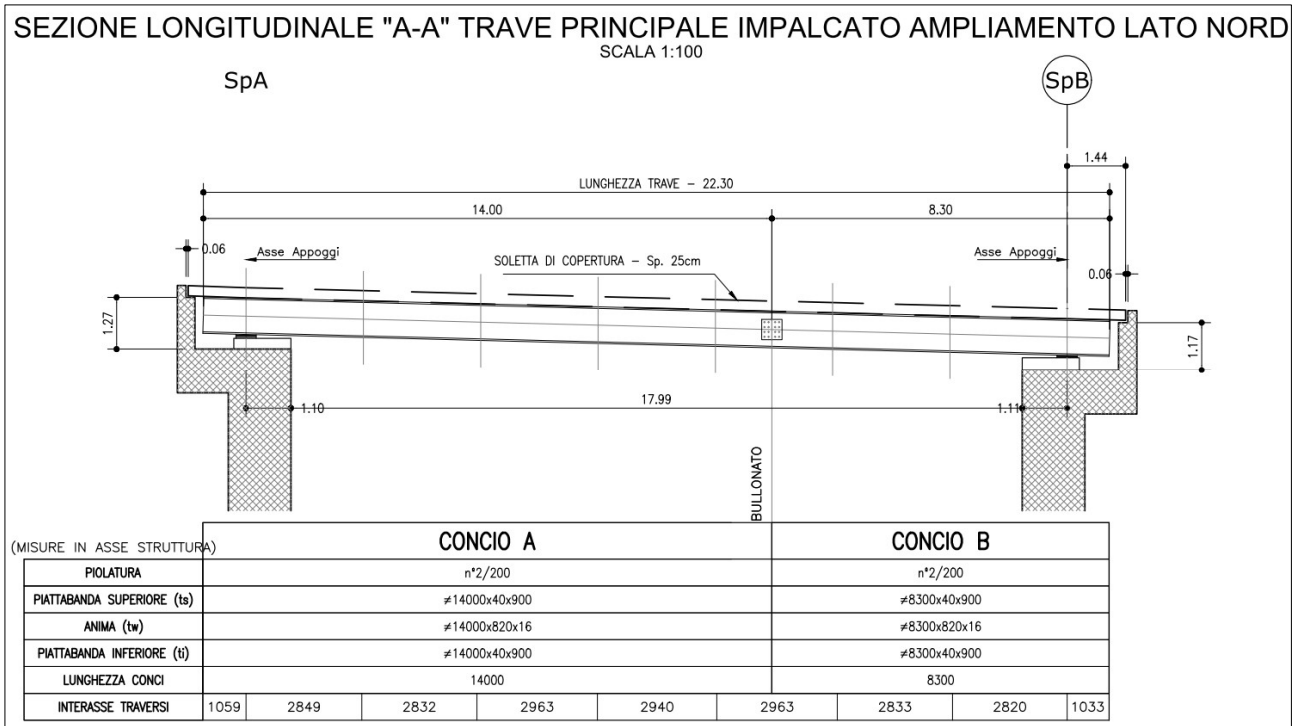


Figura 1-13. Sezione longitudinale trave in ampliamento – Lato Nord

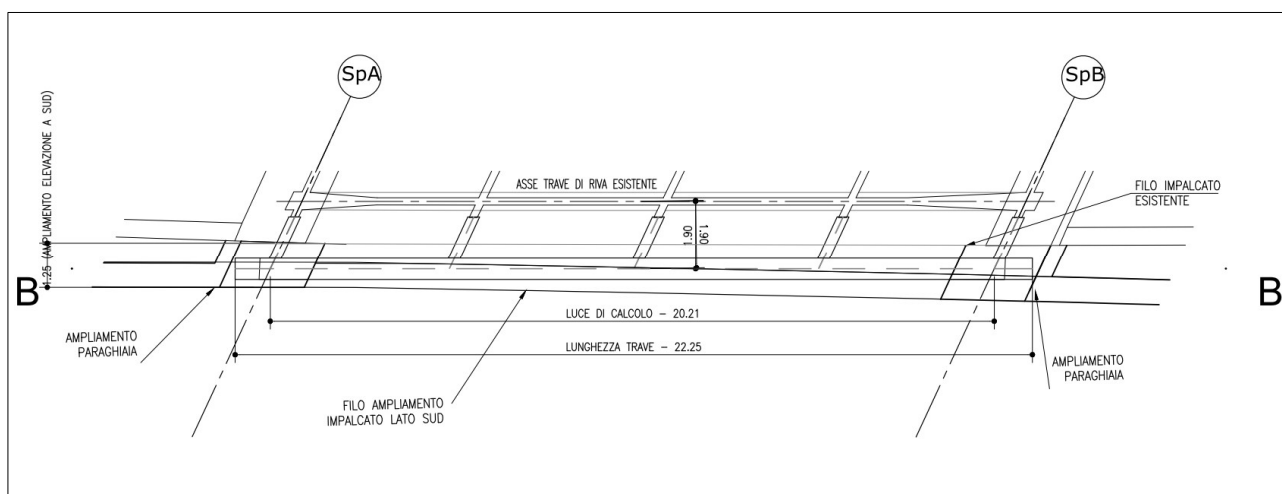


Figura 1-14. Pianta impalcato in ampliamento – Lato Sud

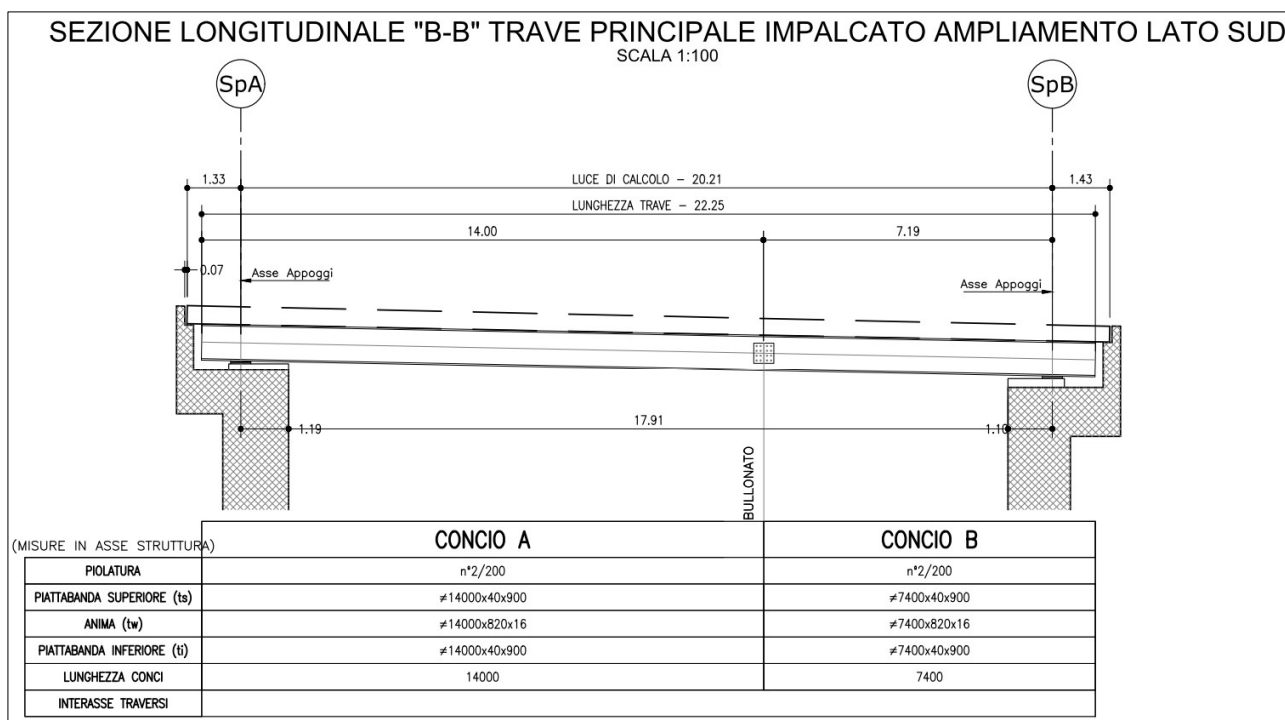


Figura 1-15. Sezione longitudinale trave in ampliamento – Lato Sud

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.
- [26] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

pali:	XC2
fondazioni pile, spalle e muri:	XC2
elevazioni pile, muri e spalle:	XF2
pulvino:	XF4
cordoli, baggioli e ritegni sismici:	XF4
solette in c.a.:	XF4
coppelle:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

prospetto 4.1 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici; tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 1-16. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

Calcestruzzo per fondazioni di pile, spalle e muri / elevazione muri: C28/35

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 35\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29.05\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 17.43\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 13.07\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 16.46\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 2.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.98\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 32588\text{MPa}$

Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 40\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.2\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 20.0\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 14.9\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.8\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.10\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33642\text{MPa}$

Calcestruzzo per solette in c.a., cordoli, baggioli e ritegni sismici: C35/45

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 45\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 37.35\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 45.35\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 22.41\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 16.81\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.35\text{MPa}$

Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.34\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.56\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 33625\text{MPa}$

Calcestruzzo per travi c.a.p.: C45/55

Tensione caratteristica cubica	$R_{ck} = 55\text{MPa}$
Tensione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 45.65\text{MPa}$
Tensione di compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 53.65\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione rara	$0.6 \times f_{ck} = 27.39\text{MPa}$
Tensione massima di compressione per combinazione frequente	$0.45 \times f_{ck} = 20.54\text{MPa}$
Resistenza di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 25.87\text{MPa}$
Tensione media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{(2/3)} = 3.83\text{MPa}$
Tensione caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.68\text{MPa}$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.79\text{MPa}$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 36416\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo B450C, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 450.0 \text{ MPa}$
$f_{tk} \geq 540.0 \text{ MPa}$
$E_s = 210000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da precompressione aderente

$f_{ptk} \geq 1860.0 \text{ MPa}$
$f_{p(1)k} \geq 1670.0 \text{ MPa}$
$E_s = 205000\text{MPa}$
$u_s = 0.3$

Acciaio da carpenteria metallica: S355

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
$E_s = 210000 \text{ MPa}$
$u_s = 0.3$

Piolatura

Pioli tipo Nelson $\phi 22\text{mm}$ ST 37-3k

$f_{yk} = 350 \text{ MPa}$

$f_{tk} = 450 \text{ MPa}$

Bulloni

Normativa UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968, UNI EN ISO 898-1:2001

Vite Classe 8.8

Dadi classe 8

Rondelle C50

1.4.2 Strutture esistenti

1.4.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

Impalcato

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50/60

I valori di resistenza, forniti nell'originaria relazione di calcolo, sono:

- $f_y = 320\text{MPa}$ per acciaio in c.a.
- $f_y = 1400\text{MPa}$ per acciaio da c.a.p.
- $f_c = 40\text{MPa}$ per calcestruzzo

Sottostrutture

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento R730

Dosaggio 300 kg/m³

Tensione caratteristica cubica $R_{ck} = 20\text{ MPa}$

Acciaio per armatura lenta spalle e muri d'ala: barre lisce tipo Aq50

Limite di snervamento $f_{yk} \geq 320.0\text{ MPa}$

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

Nel mese di Giugno 2018 la società “elletipi srl” ha eseguito una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 8 prelievi di carote in cls (9 prove di compressione (carota 8 – 8BIS) +carbonatazione);
- 8 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (10 prove di trazione – barre e staffe su barre accoppiate sulle spalle 5A-5B e 7A -7B);
- 6 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 8 prove di durezza su barre d'armatura (nello specifico le prove sono 10 se si contano le barre accoppiate sulle spalle 5A-5B e 7A -7B) ;
- 8 indagini pacometriche.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-28-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 14+232-89T – Rampa interconnessione – Relazione Tecnica” redatto dalla citata società “elletipi srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

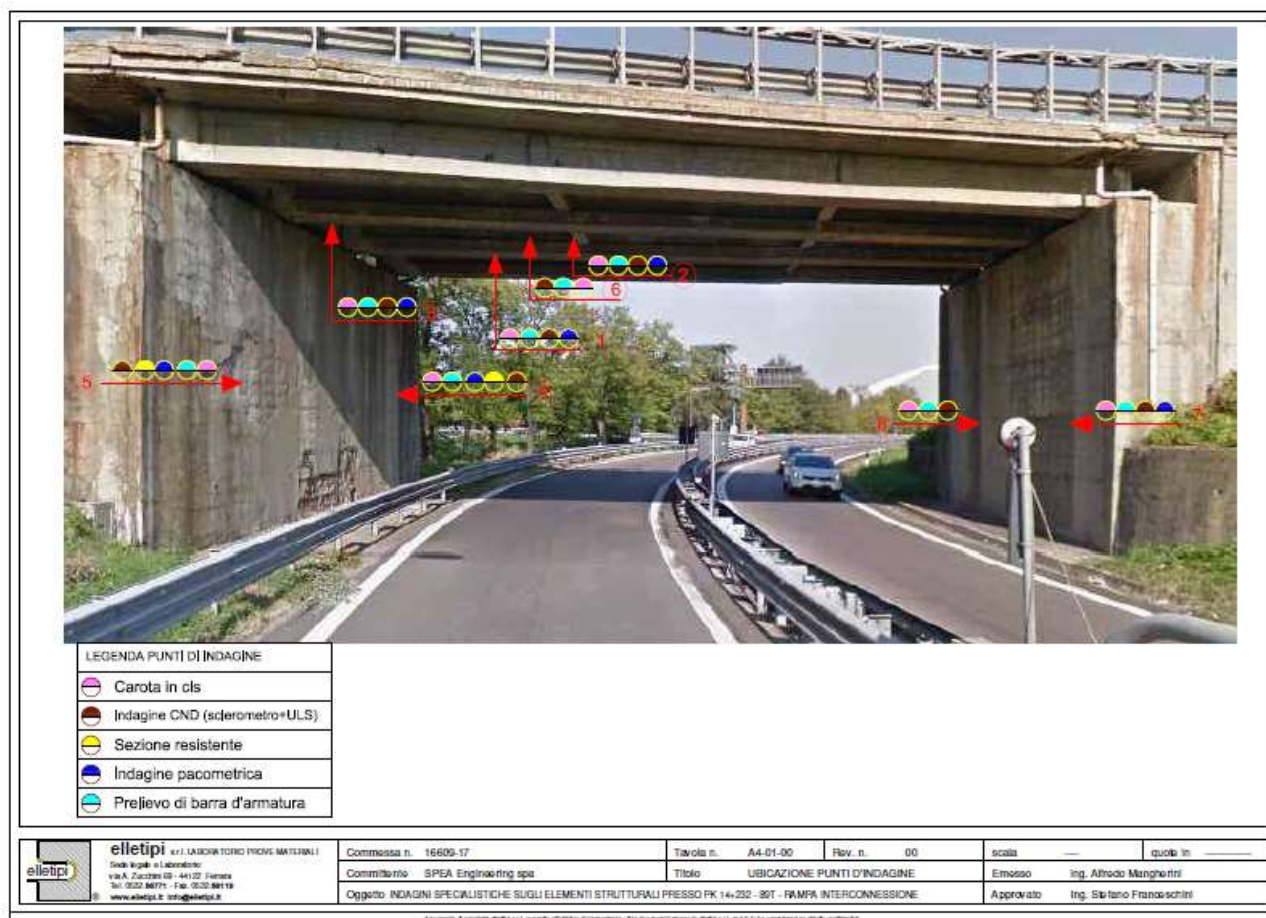


Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

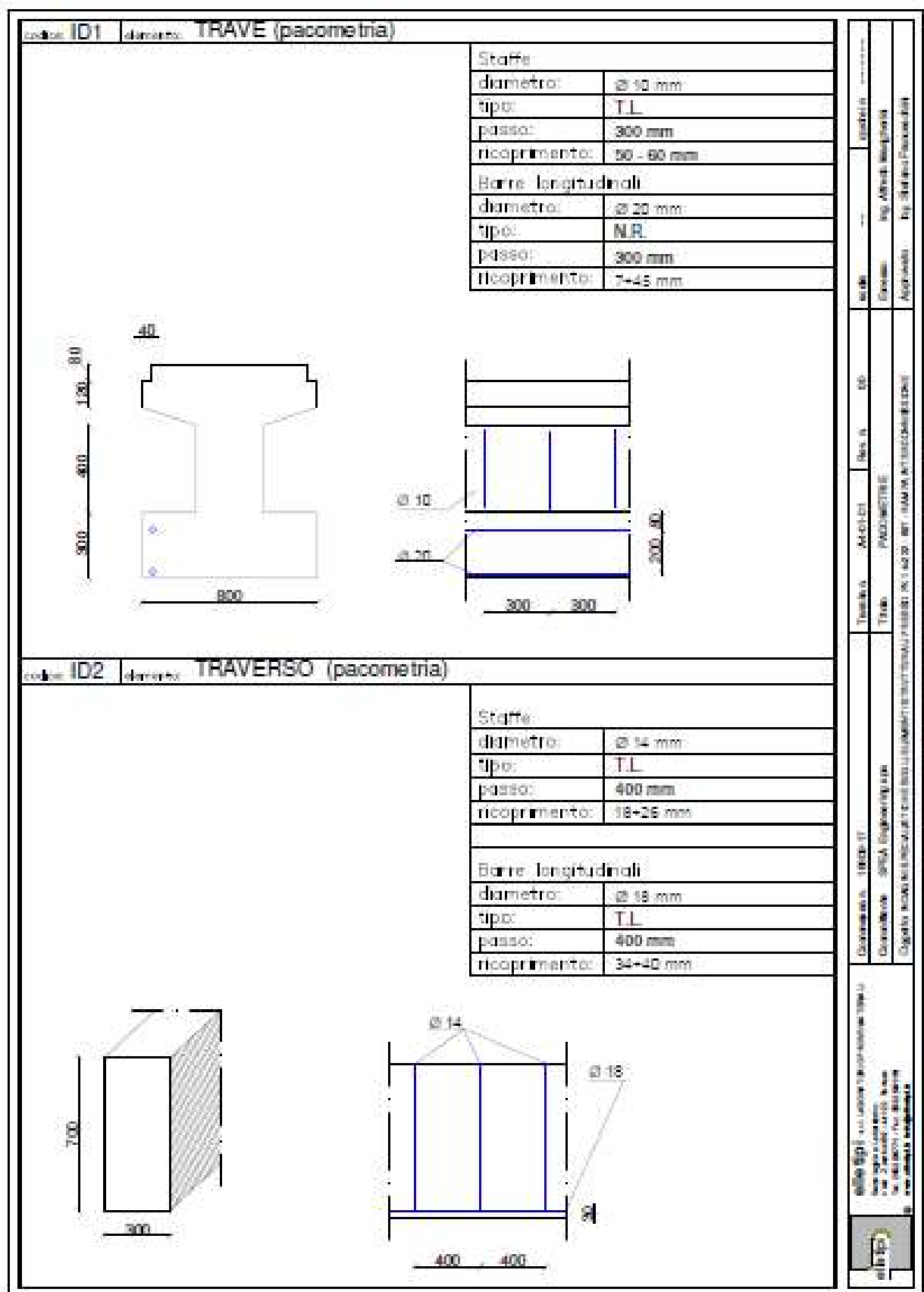


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

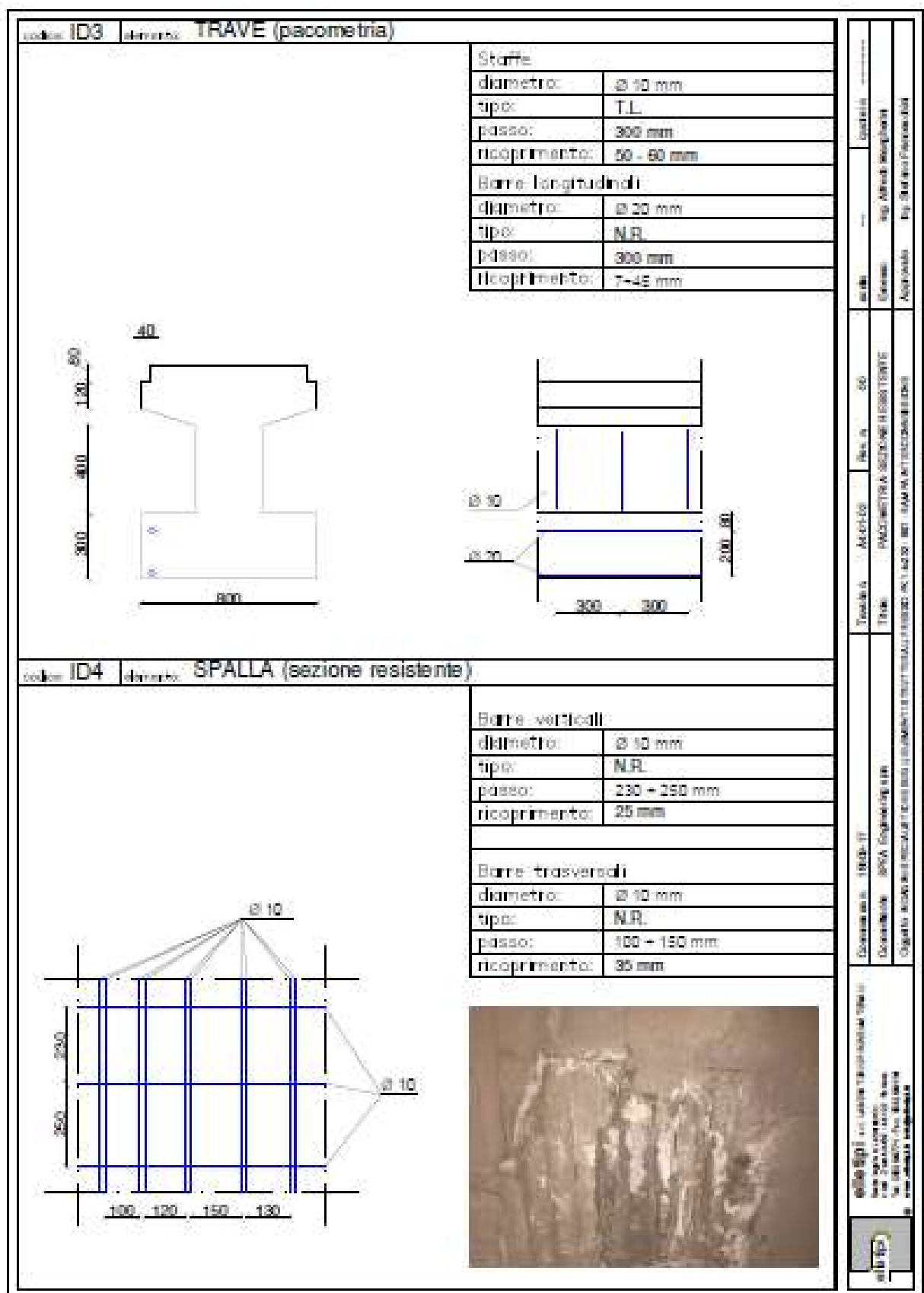


Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

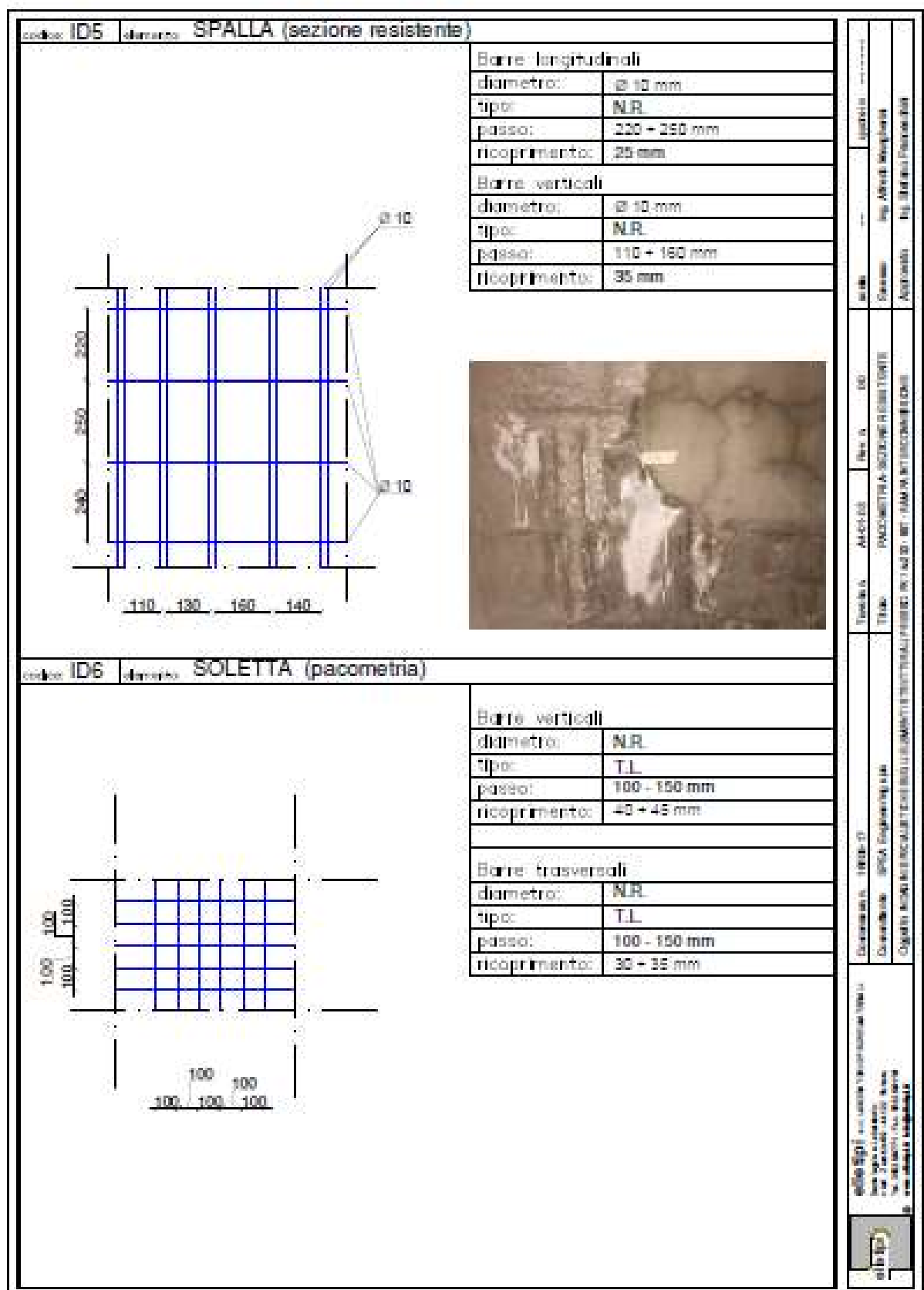


Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

codice: ID7	elemento: SPALLA (pacometria)	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Barre verticali</td> </tr> <tr> <td>diámetro:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>300 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>25 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Barre trasversali</td> </tr> <tr> <td>diámetro:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>350 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>45 + 60 mm</td> </tr> </table>	Barre verticali		diámetro:	N.R.	tipo:	N.R.	passo:	300 mm	ricoprimento:	25 mm	Barre trasversali		diámetro:	N.R.	tipo:	T.L.	passo:	350 mm	ricoprimento:	45 + 60 mm
Barre verticali																						
diámetro:	N.R.																					
tipo:	N.R.																					
passo:	300 mm																					
ricoprimento:	25 mm																					
Barre trasversali																						
diámetro:	N.R.																					
tipo:	T.L.																					
passo:	350 mm																					
ricoprimento:	45 + 60 mm																					
		<table border="1"> <tr> <td>Trasmissione</td> <td>Adesione</td> <td>Area in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> </tr> <tr> <td>Trasmissione</td> <td>Adesione</td> <td>Area in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> </tr> </table>	Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in	Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in								
Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in																	
Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in																	
codice: ID8	elemento: SPALLA (pacometria)	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Barre verticali</td> </tr> <tr> <td>diámetro:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>300 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>25 mm</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Barre trasversali</td> </tr> <tr> <td>diámetro:</td> <td>N.R.</td> </tr> <tr> <td>tipo:</td> <td>T.L.</td> </tr> <tr> <td>passo:</td> <td>350 mm</td> </tr> <tr> <td>ricoprimento:</td> <td>45 + 60 mm</td> </tr> </table>	Barre verticali		diámetro:	N.R.	tipo:	N.R.	passo:	300 mm	ricoprimento:	25 mm	Barre trasversali		diámetro:	N.R.	tipo:	T.L.	passo:	350 mm	ricoprimento:	45 + 60 mm
Barre verticali																						
diámetro:	N.R.																					
tipo:	N.R.																					
passo:	300 mm																					
ricoprimento:	25 mm																					
Barre trasversali																						
diámetro:	N.R.																					
tipo:	T.L.																					
passo:	350 mm																					
ricoprimento:	45 + 60 mm																					
		<table border="1"> <tr> <td>Trasmissione</td> <td>Adesione</td> <td>Area in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> </tr> <tr> <td>Trasmissione</td> <td>Adesione</td> <td>Area in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> <td>Spa in</td> </tr> </table>	Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in	Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in								
Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in																	
Trasmissione	Adesione	Area in	Spa in	Spa in	Spa in																	

Figura 1-21 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 4/4

elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0017460367
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it; www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato dal Dm. n. 20230/08 del 27/01/2018, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Circolare Ministeriale 78/197575
Laboratorio Sperimentale autorizzato dal Dm. n. 8072 del 20/10/2014, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Circolare Ministeriale 78/197575
Circoscrizione Nazionale n° 1208, C.M. 820/149 del 22/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive, composta da: www.dalla.com - 20/03/11 - DM 138/2002

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 14+232- 89T
 COMMESSA: 1660917

DATA PROVA: 25/06/18
 PARTE D'OPERA: SPALLA
 CERTIFICATO N°: S2325/18 elaborato numerico revisione 00 emesso il 17/07/18


PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI		Misura	SCLEROMETRO SCLEROMETRO SCHMIDT - N										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconomi, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	velocità (m/s)			valori misurati in sito														
	spinta (N)	tempo (s)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					la
ID4 - SPALLA	40	96.00	4583	INDIRETTA	47	47	50	52	52	50	54	54	50	49	50.5	58.0	60.4	59.9
ID5 - SPALLA	40	95.20	4622	INDIRETTA	54	55	54	56	56	54	52	52	54	54	54.2	70.0	63.1	57.2
ID7 - SPALLA	20	52.50	4190	INDIRETTA	54	58	54	56	56	56	56	56	56	56	56.0	56.0	38.5	60.3
ID8 - SPALLA	20	51.50	4272	INDIRETTA	52	52	50	50	46	46	46	46	46	46	46.4	49.3	42.3	47.4

Definizione dell'unità sclerometrica - UNI 12584-2
 La scala Sclerometrica è definita come la media aritmetica di 10 valori misurati in sito.
 La deviazione rappresentativa (spinta) fornita dall'unità sclerometrica con il primo indicatore.
 Codice interno identificazione ufficiale: 31 - 100-100

Definizione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L'indice di lunghezza del percorso.
 L'indice di lunghezza dell'indice nell'attestato di lunghezza.
 L'indice di lunghezza dell'indice nell'attestato di lunghezza.
 Codice interno identificazione ufficiale: 100

Prova di compressione su carote di calcestruzzo - UNI EN 12584-2:2006
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio sul cubo a 100mm.
 Rapporto lunghezza/proiezione dei provini utilizzati: 1:1
 Su indicazione costruttiva a compressione.
 Codice interno identificazione ufficiale: 31 - 100-100-400

Emesso: 
 Ing. Andrea Margherini

Il Responsabile di Laboratorio Controllo Qualità
 p.s. Riccardo Mazzoli

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012)

cert-S2325-17-rev00-16609-17-PND-SPALLA

Sistema qualità Elletipi Srl 1 di 1

elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0017460367
 e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it; www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato dal Dm. n. 20230/08 del 27/01/2018, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Circolare Ministeriale 78/197575
Laboratorio Sperimentale autorizzato dal Dm. n. 8072 del 20/10/2014, art. 58 del D.P.R. 360/2001, Circolare Ministeriale 78/197575
Circoscrizione Nazionale n° 1208, C.M. 820/149 del 22/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive, composta da: www.dalla.com - 20/03/11 - DM 138/2002

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: pk: 14+232- 89T
 COMMESSA: 1660917

DATA PROVA: 25/06/18
 PARTE D'OPERA: TRAVE-TRAVERSO
 CERTIFICATO N°: S2325/18 elaborato numerico revisione 00 emesso il 17/07/18


PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI		Misura	SCLEROMETRO SCLEROMETRO SCHMIDT - N										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconomi, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	velocità (m/s)			valori misurati in sito														
	spinta (N)	tempo (s)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10					la
ID1 - TRAVE	40	96.00	4583	INDIRETTA	58	58	60	60	58	58	56	55	60	58	58.4	66.1	60.4	64.7
ID2 - TRAVERSO	40	105.10	4186	INDIRETTA	46	46	50	48	46	46	46	46	46	46	46.8	52.2	38.3	44.7
ID3 - TRAVE	40	95.20	4622	INDIRETTA	58	58	58	56	58	58	60	60	58	58	58.0	66.2	63.1	63.9

Definizione dell'unità sclerometrica - UNI 12584-2
 La scala Sclerometrica è definita come la media aritmetica di 10 valori misurati in sito.
 La deviazione rappresentativa (spinta) fornita dall'unità sclerometrica con il primo indicatore.
 Codice interno identificazione ufficiale: 31 - 100-100

Definizione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L'indice di lunghezza del percorso.
 L'indice di lunghezza dell'indice nell'attestato di lunghezza.
 L'indice di lunghezza dell'indice nell'attestato di lunghezza.
 Codice interno identificazione ufficiale: 100

Prova di compressione su carote di calcestruzzo - UNI EN 12584-2:2006
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio sul cubo a 100mm.
 Rapporto lunghezza/proiezione dei provini utilizzati: 1:1
 Su indicazione costruttiva a compressione.
 Codice interno identificazione ufficiale: 31 - 100-100-400

Emesso: 
 Ing. Andrea Margherini


Il Responsabile di Laboratorio Controllo Qualità
 p.s. Riccardo Mazzoli

mod_STRU006 (rev. 01 del 23/02/2012)

cert-S2325-17-rev00-16609-17-PND-TRAVE


Sistema qualità Elletipi Srl 1 di 1

Figura 1-22 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo



elietipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 89 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800387
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.it
 sito: www.elietipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato per Dec. n. 0000000 del 22/01/2010 art. 28 del D.L. n. 366/2001 - Credito Nazionale 76716572
 Laboratorio Ricerche autorizzato con Dec. n. 8572 del 27/03/2014 art. 28 del D.P.R. 380/2001 - Credito Nazionale 7418610
 Credito Nazionale n° 1308/2014 del 22/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive, rinviato ai sensi della con. 30/2011, L. n. 188/2012



Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certipro
 Qualità Standard ISO 9001
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 9001:2015

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk: 14+232 - 89T
COMMESSA: 18609/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO: 25/06/2018

CERTIFICATO n°: 52322/18 **Rev 0 del:** 16/07/2018
DATA PROVE: 12/07/2018

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica [kg/mc]	Carico di Rottura [kN]	f_{cs} [MPa]	R_{ct} [MPa]	penetrazione CO ₂ [mm]
		Diametro [mm]	Lunghezza [mm]	$\lambda = L / D$					
TRAVE	1	94	90	0.96	2362	406.8	67.3	66.1	0
TRAVERSO	2	94	95	1.01	2343	360.5	51.9	52.2	0
TRAVE	3	94	97	1.03	2340	453.4	65.3	66.2	2
SPALLA	4	94	93	0.99	2285	404.1	58.2	58.0	0
SPALLA	5	94	96	1.02	2304	481.9	69.4	70.0	0
SOLETTA	6	74	72	0.97	2390	279.1	64.9	64.2	0
SPALLA	7	94	94	1.00	2368	402.9	58.1	58.1	20
SPALLA	8	74	77	1.04	2370	237.1	55.1	56.0	16
SPALLA	8BIS	74	76	1.03	2388	210.0	48.8	49.3	17

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12604-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione dei provini: taglio ad umido e rettificazione
 f_{cs} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 $R_{ct} = f_{cs} \times 2.5 / (1.5 + \lambda)$ resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza $\lambda=1$ assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Emesso:


ing. Alfredo Mangherini

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza


mod_STRU020 (rev 01 del 23/02/12)
celi-xxxx-15-rev00-18609-17-COMPCL
Sistema Qualità Elietipi Srl
pagina 1 di 1

Figura 1-23 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo



elitipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 0017480297
e-mail: info@elitipi.it, segreteria@elitipi.it
www.elitipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 1059966 del 27/03/2015, art. 28 del D.P.R. 18/08/2015, Credito Sperimentale 20/20152
Laboratorio Sperimentale autorizzato con Dec. n. 2022 del 12/03/2015, art. 28 del D.P.R. 18/08/2015, Credito Sperimentale 20/20152
Decreto Ministeriale n. 2996 del 06/06/06 del 20/06/2006 con delibera della Giunta Provinciale, approvato al verbale della seduta n. 35500 del 1.04.2006



Attestato con Sistemi di Gestione certificati da Certisval
Sistemi Ambientale, Sicurezza
UNI EN ISO 9001:2008
UNI EN ISO 14001:2004
ISO 45001:2018 (OHSAS)

IMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.		
DIRIGITO:	VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)		
UTILE:	pk. 14+232 - 89T		
IMMESSA:	16609/17		
IMPIONE:	BARRE DI ARMATURA		
ITA PRELIEVO:	19/06/2018		
RTIFICATO n°:	52323/18	Rav 0 del:	16/07/2018
ITA PROVE:	12/07/2018		

PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009

Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa	Carico di	Carico di	tensione di	tensione di	rapporto	allungamento
			D	Ø	L	m _v	snervamento	rottura	snervamento	rottura	tensioni	a rottura
			[mm]	[mm]	[mm]	[kg/cm²]	[N]	[N]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]
TRAVE	1	T.L.	14	14.13	280.00	7995.22	56.70	90.51	361.6	577.3	1.62	23.9
TRAVERSO	2	T.L.	14	13.85	355.00	7685.55	56.91	84.44	377.6	560.3	1.48	26.4
TRAVE	3	T.L.	14	13.99	295.00	7844.37	55.22	86.35	359.0	559.4	1.56	26.9
SPALLA	4*	T.L.	8	6.34	444.00	4926.78	31.08	33.32	364.8	1071.6	1.09	8.8
SPALLA A	5A*	T.L.	8	7.16	475.00	5282.43	31.08	33.82	772.6	940.7	1.09	10.5
SPALLA B	5B*	T.L.	10	8.35	465.00	5476.30	31.08	33.32	567.2	817.3	1.08	10.4
SOLETTA	6	T.L.	18	18.12	425.00	7951.97	90.61	148.52	351.5	578.2	1.64	27.9
SPALLA A	7A	T.L.	10	10.24	385.00	8232.45	31.72	44.73	385.1	543.1	1.41	16.8
SPALLA B	7B	T.L.	12	12.14	370.00	8029.44	45.56	65.13	393.8	597.6	1.52	24.8
SPALLA	8	T.L.	12	12.17	390.00	8071.11	43.86	64.85	375.5	556.0	1.48	26.8

IN)

Staffa forata in acciaio con nomenclatura riduzione della sezione.
 (parametro nominale della barra misurato con tecnica di misura diretta)
 diametro equipotenziale utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M. 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³
 * barre d'armatura di tipo fondo testa
 W: barre d'armatura ad appendice regionale
 (cfr. documentazione interna 882-1121-2320)

RESSO:

3. Affidarsi (Mangiare)

Il Responsabile (il Laboratorio) *Consulenti*
 G. L. Riccardo Mazza

MOD. STR.019 (rev.06 del 31/01/2013)
cert-52323-18-rev-03-19059-17-TRAZDIR
Sistema Qualità Elitipi Srl
1 di 2

Figura 1-24 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

elletipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
 P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600367
 e-mail: info@elletipi.it, segreteria@pec.elletipi.it sito: www.elletipi.it

la soletti
 Società con Tesserio di Società controllata da Controlli
 della Società Soletti
 08/10/1993
 08/10/1993
 08/10/1993

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 39 del D.P.R. 350/2001, Circolare Ministeriale 7813/2015
 Laboratorio Gestore autorizzato con Dec. n. 8572 del 27/03/2014, art. 39 del D.P.R. 350/2001, Circolari Ministeriali 7813/2015
 Ordinanza notificata n° 1308 del 08/01/18 del 22/05/2014 del Ministero delle Attività Produttive, emessa al sensi della circ. 30/2017, DM 134/2002

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
 INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: plc 14+232 - 8GT
 COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 26/06/18
 PARTE D'OPERA: BARRE ARMATURA: TRAVI - SPALLA
 CERTIFICATO n° 52324/18 revisione 00 emessa il: 15/07/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO

progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE [MPa]
ID1	TRAVE	BARRA LONGITUDINALE	170.0 171.5 169.8	170.4	575
ID2	TRAVERSO	BARRA LONGITUDINALE	166.6 166.2 166.3	166.0	580
ID3	TRAVE	BARRA LONGITUDINALE	169.3 168.5 169.1	169.0	573
ID4	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	91.0 92.2 89.5	90.9	300
ID5A	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	89.5 90.2 92.6	90.8	300
ID5B	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	93.1 88.2 90.1	90.5	303
ID6	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	174.3 173.9 175.2	174.5	587
ID7A	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	164.2 165.3 162.8	164.1	552
ID7B	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	174.3 172.9 175.2	174.1	606
ID8	SPALLA	BARRA LONGITUDINALE	168.1 167.5 169.3	168.3	565

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A854/2002

Emesso:
 Ing. Alfredo Mangherini

Approvato:
 Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali
 p.i. Riccardo Mazza

mod_STRU022 (rev. 01 del 15/05/13)

cert-52324-17-rev00-16609-17-CLIF

Sistema Qualità Elletipi Srl
 pagina 1 di 1

Figura 1-25 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

Campagna di indagine 2020

La società “MTS Engineering srl” ha eseguito una campagna di indagini diagnostiche sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- N°8 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°8 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°5 prelievo barre di armatura;
- N°5 pacometri.

Tutte le prove di laboratorio sono state eseguite secondo le disposizioni delle Norme Tecniche 2018 con supervisione di personale del laboratorio autorizzato CPM.

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 12: Sottovia rampa di interconnessione 89T – Autostrada A13 (BO) – km 014+232 – Rev.0 – 28/08/2020” redatto dalla citata società “MTS Engineering srl” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

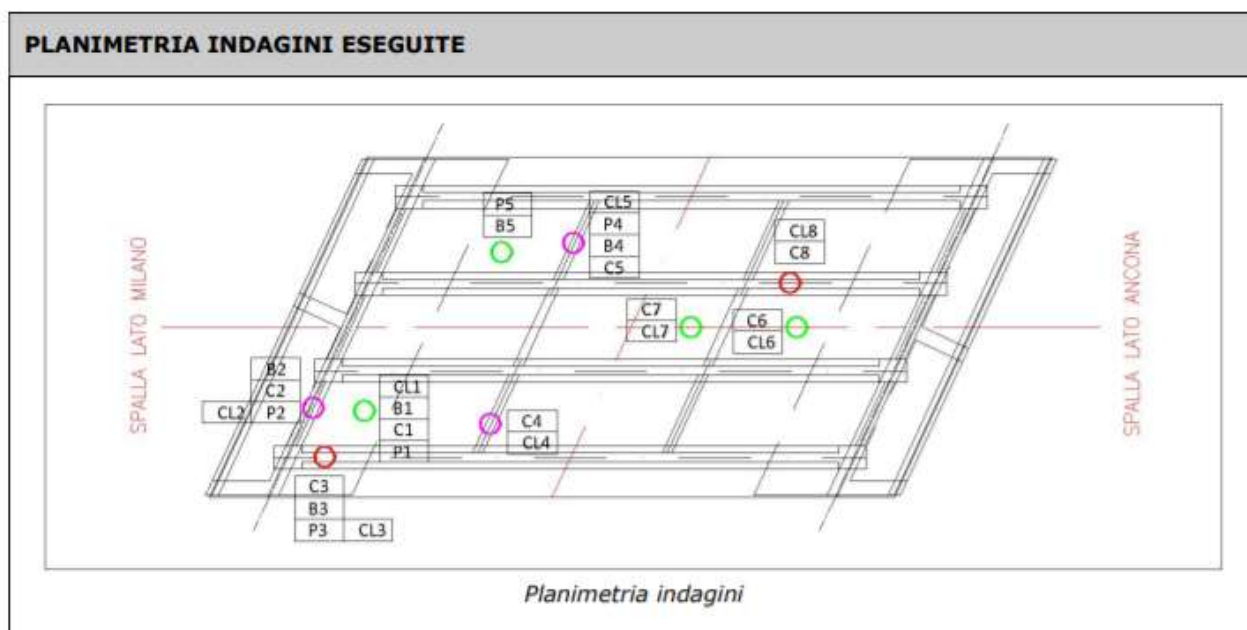


Figura 1-26 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

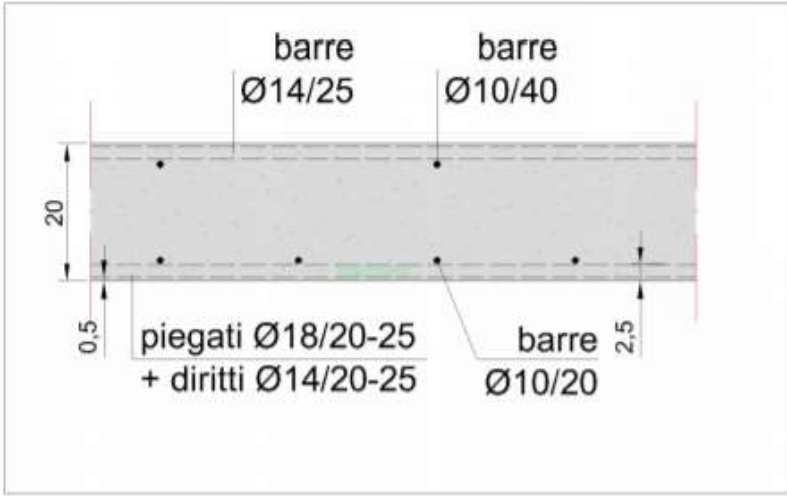


SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	λ	Ceff. correl.	Rc corretto
		\varnothing	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm ²	cm ³	g						
C1	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	745	2.340,84	181.560	42,22	1,00	1,00	42,22
C2	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	752	2.362,83	196.050	45,58	1,00	1,00	45,58
C3	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	749	2.353,41	268.200	62,36	1,00	1,00	62,36
C4	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	770	2.387,13	184.280	42,85	1,01	1,01	43,08
C5	NON DICHIARATA	74	76,0	4301	327	787	2.407,73	174.590	40,59	1,03	1,01	41,03
C6	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	781	2.421,23	193.030	44,88	1,01	1,01	45,12
C7	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1511	2.373,83	159.830	37,16	2,00	1,25	46,45
C8	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	759	2.384,83	235.660	54,79	1,00	1,00	54,79

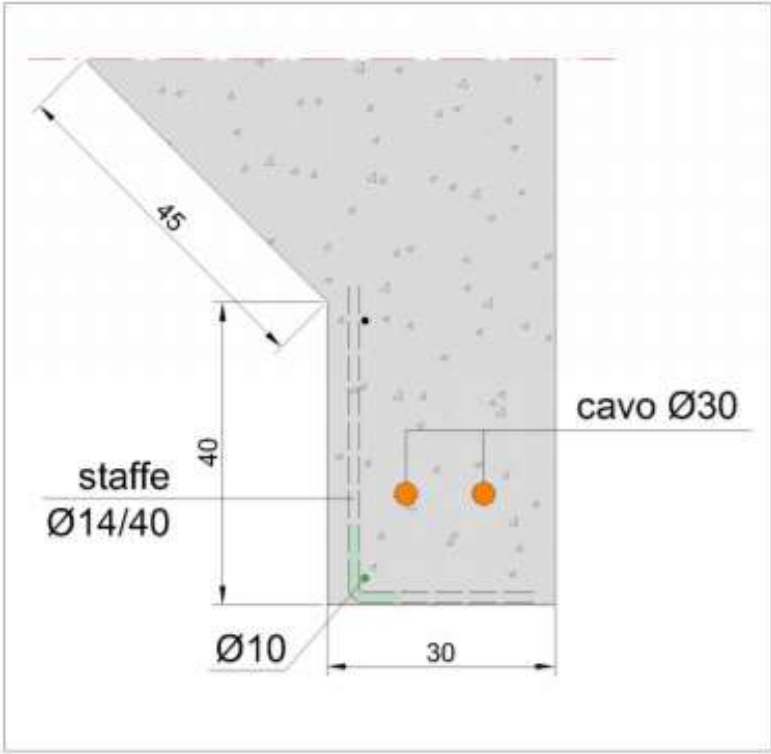

Figura 1-27 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

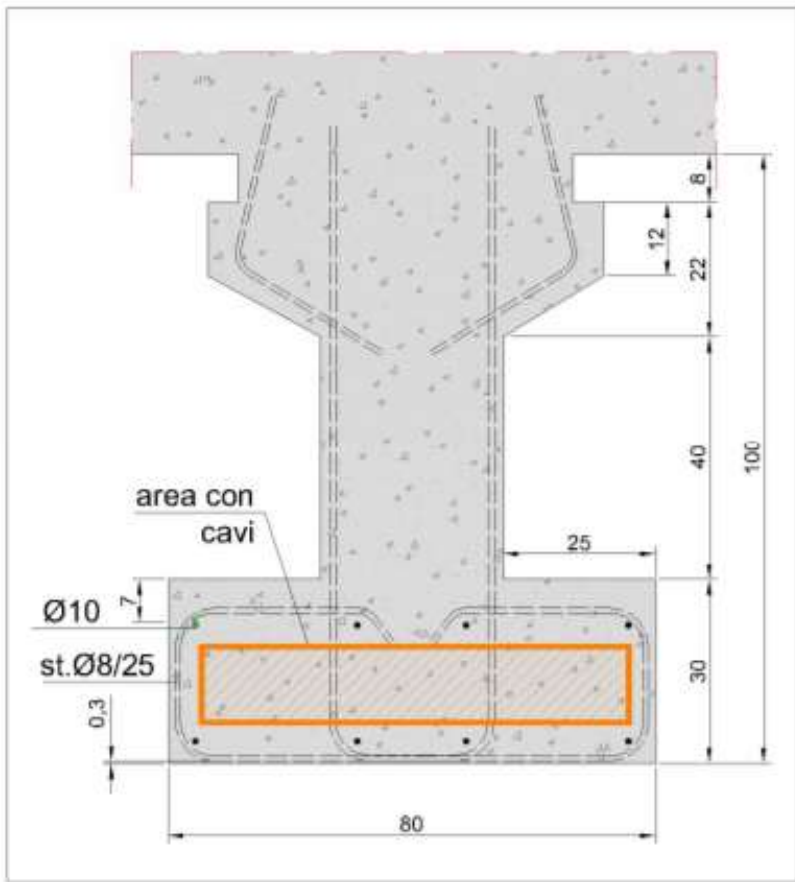

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		\varnothing nom	lung.	peso	area	\varnothing eq.*					
		mm	mm	g	mm ²	mm					
B1	NON DICHIARATA	18	400	816	259,87	18,19	96.600	371,7	135.430	521,1	15,7
B2*	NON DICHIARATA	10	384	160	53,08	8,22	21.350	402,2	24.100	454,0	6,4
B3	NON DICHIARATA	10	425	280	83,93	10,34	42.680	508,5	54.440	648,7	11,1
B4	NON DICHIARATA	14	360	420	148,62	13,76	63.750	428,9	87.030	585,6	14,0
B5	NON DICHIARATA	14	364	425	148,74	13,76	69.890	469,9	85.740	576,5	14,3

* N.B.: Il CAMPIONE B2 E' ARRUGGINITO., LA ROTTURA NON E' CONFORME, CAMPIONE ROTTO IN DUE PUNTI

Figura 1-28 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci interessati da ruggine. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
TRAVERSO LATERALE	CARREGGIATA SX – LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci interessati da ruggine e corrosione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3
TRAVE IN C.A.	CARREGGIATA SX – LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
TRAVERSO	CARREGGIATA SX
<p>NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci con la presenza di ruggine localizzata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<p>Sezione area di indagine</p>	



DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX
NOTE: È stato rilevato: I ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

Figura 1-29 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Rilievi geometrici e pacometrici

1.4.2.3 Definizione del fattore di confidenza

In considerazione delle prove di caratterizzazione dei materiali effettivamente eseguite e dei loro risultati, in ottemperanza a quanto indicato al cap. C8 “Costruzioni Esistenti” della Circolare 21 gennaio 2019, n.° 7 “Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018; si definiscono i seguenti livelli di conoscenza e fattori di confidenza (vedere Tabella C8.5.IV della citata Circolare riportata nella figura sottostante):

Impalcato: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Sottostrutture: Livello di conoscenza LC3 (Conoscenza accurata)

Fattore di confidenza FC = 1.00

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 1-30 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio (Tab. C8.5.IV della Circolare alle NTC2018)

1.4.2.4 Procedura per la definizione dei valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali

Si riportano di seguito le considerazioni contenute nel capitolo 6.3.4: “Valori di progetto delle caratteristiche meccaniche dei materiali” delle “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”.

La determinazione dei valori di progetto delle caratteristiche dei materiali, come previsto dalle vigenti Norme Tecniche, avviene sempre su base statistica, correggendo, nel caso di costruzioni esistenti, i valori delle caratteristiche meccaniche considerando nelle valutazioni il fattore di confidenza (FC), funzione del livello di conoscenza (LC), e i coefficienti parziali di sicurezza γ_m .

La grandezza statistica, f_k o f_m , per le caratteristiche meccaniche da considerare non è chiarita completamente dalle Norme Tecniche; dal testo delle norme, riportato di seguito per chiarezza espositiva, si evince, senza dubbio, come non sia possibile far riferimento al valore medio ma si debba considerare “l'entità della dispersione”, facendo ad esempio riferimento al valore caratteristico che si ottiene dall'analisi sperimentale con prove distruttive (ad esempio, carote per il calcestruzzo) e non distruttive.

Cap. 8.5.3 delle NTC2018 – Caratterizzazione meccanica dei materiali. *Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori*

di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n.7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

In altro punto della Circolare è riportato quanto segue:

Cap. C8.5.4.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018 –Costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per fornire una stima dei valori medi delle resistenze dei materiali della struttura, entro l'intervallo di confidenza considerato (in genere si assume un intervallo di confidenza pari al 95%).

Tale affermazione fa ritenere che il riferimento vada fatto al valor medio della resistenza; ciò vale anche per analoga affermazione del punto C8.7.2.2 della Circolare n. 7 del 21/01/2019 mentre le Norme Tecniche chiariscono come si debba motivatamente tenere conto dell'entità delle dispersioni.

Si sottolinea inoltre che la normativa italiana considera i fattori FC, che incorporano vari tipi di incertezze comprese quelle sulla disposizione delle armature e sui dettagli costruttivi. Il sistema degli Eurocodici considera invece unicamente i fattori parziali dei materiali che incorporano le incertezze di modello e la variabilità dei materiali in maniera forfettaria. È dunque necessario ottenere una sintesi dei due diversi approcci.

Si ritiene che un'adeguata interpretazione rispettosa delle Norme Tecniche e della Circolare, senza essere contraddittoria della filosofia degli Eurocodici, sia di far riferimento al valore medio diviso per il fattore di confidenza e il fattore parziale senza però mai eccedere il valore caratteristico diviso il fattore di confidenza, sì da tenere conto della dispersione.

In altri termini si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min \left(\frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}; \frac{f_k}{FC} \right)$$

Si osservi che nei ponti, strutture spesso isostatiche o poco iperstatiche, il riferimento al valore medio f_m come valore di calcolo sarebbe certamente pericoloso, anche in considerazione del fatto che nel caso di crisi per carichi gravitazionali (al contrario di quanto accade nel caso di azioni cicliche proprie del sisma) la distinzione fra rottura fragile e rottura duttile è poco rilevante ai fini della salvezza delle vite umane. Si consideri anche che tendenzialmente nei ponti si deve raggiungere il livello di confidenza 3 e dunque FC risulta spesso pari all'unità.

Per quanto concerne la stima del valore f_k , un'adeguata valutazione conservativa della resistenza caratteristica basata su un numero limitato di campioni n si effettua con la modalità di seguito descritta. Nell'ipotesi di distribuzione log-normale e tenendo conto dell'incertezza associata alla stima della media campionaria, dato il campione casuale $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

$$\begin{cases} \bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \\ \bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i) - \bar{\mu}]^2} \end{cases}$$

Avendo sottratto alla media stimata l'errore standard dello stimatore, si ottiene una stima del sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria:

$$\bar{\mu}_{0.16} = \bar{\mu} - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{n}}$$

da cui calcolare il valore caratteristico, assumendo una distribuzione log-normale, come segue:

$$\hat{x}_{0.05} = e^{\bar{\mu}_{0.16} - 1.64\bar{\sigma}}$$

1.4.2.5 Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti

Sulla base de:

- i risultati delle prove effettuate sui materiali,
- le informazioni disponibili,
- i fattori di confidenza adottati e
- la procedura definita nelle linee guida ministeriali e ampiamente descritta al capitolo precedente;

si assumono per i materiali costituenti le strutture esistenti i seguenti valori di progetto.

L'analisi è condotta separatamente per:

- opera di prima realizzazione e primo ampliamento eseguito nel 2004 (qualora presente);
- singolo elemento strutturale.

Sottovia:	89T		
Opere:	anni '60		
Elemento:	soletta		
Materiale:	calcestruzzo		
-	FC	1,00	
	γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
C1	42,22		
C6	45,12		
C7	46,45		
Campagna di indagini 2017			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
6	64,20		
R _c [MPa]	49,50	valore medio	
R _{c (d)} [MPa]	33,00	= R _c / γ_M / FC	
f _{c (d)} [MPa]	27,39	= R _c x 0,83	
n° prove	4		
μ^*	3,89		
σ^*	0,19		
$\mu_{0,16}$	3,79		
$x_{0,05}$	32,73	valore caratteristico	
R _{c (d)} [MPa]	32,73	= R _c / FC	
f _{c (d)} [MPa]	27,16	= R _c x 0,83	
f_d [MPa]	27,16		

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		371,70
B5		469,90
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 6		351,50
f_y [MPa]	397,70	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	345,83	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5,98	
σ^*	0,15	
$\mu_{0,16}$	5,89	
$x_{0,05}$	280,35	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	280,35	= f_y / FC
f_d [MPa]	280,35	

<u>Sottovia:</u>	89T		
<u>Opere:</u>	anni '60		
<u>Elemento:</u>	trasverso		
<u>Materiale:</u>	calcestruzzo		
-	FC	1,00	
	γ_c	1,50	
<u>Campagna di indagini 2020</u>			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
C4	43,08		
C5	41,03		
<u>Campagna di indagini 2017</u>			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
2	51,90		
R _c [MPa]	45,34	valore medio	
R _{c (d)} [MPa]	30,22	= R _c / γ_M / FC	
f _{c (d)} [MPa]	25,09	= R _c x 0,83	
n° prove	3		
μ^*	3,81		
σ^*	0,12		
$\mu_{0,16}$	3,74		
$x_{0,05}$	34,26	valore caratteristico	
R _{c (d)} [MPa]	34,26	= R _c / FC	
f _{c (d)} [MPa]	28,43	= R _c x 0,83	
f_d [MPa]	25,09		

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trasverso	
Materiale:	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B2		402,20
B4		428,90
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 2		377,60
f_y [MPa]	402,90	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	350,35	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,00	
σ^*	0,06	
$\mu_{0,16}$	5,96	
$x_{0,05}$	349,36	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	349,36	= f_y / FC
f_d [MPa]	349,36	

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C3	62,36	
C8	54,79	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
1	66,10	
3	66,20	
R _c [MPa]	62,36	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	41,58	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	34,51	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	4,13	
σ^*	0,09	
$\mu_{0,16}$	4,09	
$x_{0,05}$	51,42	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	51,42	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	42,68	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	34,51	

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B8		508,50
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 1		361,60
ID 2		359,00
f_y [MPa]	409,70	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	356,26	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,00	
σ^*	0,20	
$\mu_{0,16}$	5,89	
$x_{0,05}$	259,99	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	259,99	= f_y / FC
f_d [MPa]	259,99	

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1.00	
γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C2	45.58	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID 4	58.00	
ID 5	70.00	
ID 7	58.10	
ID 8	56.00	
ID 8 BIS	49.30	
R_c [MPa]	56.16	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	37.44	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	31.08	$= R_c \times 0,83$
n° prove	6	
μ^*	4.02	
σ^*	0.15	
$\mu_{0,16}$	3.96	
$x_{0,05}$	41.02	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	41.02	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	34.05	$= R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	31.08	

Sottovia:	89T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	acciaio	
FC	1.00	
γ_c	1.15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B2	Rottura non conforme	-
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 4	Fortemente ossidata	-
ID 5A	Fortemente ossidata	-
ID 5B	Fortemente ossidata	-
ID 7A		385.10
ID 7B		393.80
ID 8		375.50
f_y [MPa]	384.80	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	334.61	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5.95	
σ^*	0.02	
$\mu_{0,16}$	5.94	
$x_{0,05}$	364.94	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	364.94	$= f_y / FC$
f_d [MPa]	334.61	

1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

1.5.1 Terreno di rilevato

Per il terreno di rilevato a tergo delle spalle, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\varphi' = 35^\circ$

coesione: $c' = 0$

peso proprio: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

1.5.2 Terreno di fondazione

Le caratteristiche dei terreni presenti in fondazione sono stati desunte da prove effettuate in sito. Si riportano di seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici caratteristici.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
Pz13	1999	14+200	35.00	3.50	-
CPT42	1984	14+250	37.30	35.00	-
S59	1984	14+220	35.00	?	-

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);
TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);
CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole

Figura 1-31. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z_w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	?	Tabella V
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	?	Tabella VI

Figura 1-32. Caratterizzazione stratigrafico - geotecnica

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20

Figura 1-33. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A)

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	60 + (z-3)	20

Figura 1-34. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m ³)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec ²	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	$5+0.6(z-15.0)$	0.4	$0.18 \div 0.16$	$0.03+0.04$	$3E-07$	$72 +2(z-15.0)$	50
γ_t	=peso di volume del terreno				CR	=angolo di resistenza al taglio				
c'	=coesione efficace				RR	=modulo di elasticità				
ϕ'	=angolo di resistenza al taglio				C_v	=coeff. di consolidazione verticale				
E'	=modulo di elasticità				C_u	=coesione non drenata				
σ'_{pre}	=tensione di preconsolid				E_u	= mod di elasticità in condiz non drenate				

Figura 1-35. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo Argilloso (A'')

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 90T, 90bT, 91, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita ai Comuni interessati dagli interventi di ampliamento.

Sito in esame

Classe: IV (Funzioni pubbliche o strategiche importanti)

Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Latitudine: 44.527121

Longitudine: 11.356196

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente C_u : 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

T_R : 60 anni

a_g : 0.070 g

F_0 : 2.485

T_C^* : 0.275 s

S_S : 1.80

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R : 101 anni

a_g : 0.087 g

F_0 : 2.476

T_C^* : 0.285 s

S_S : 1.80

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.80$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R : 949 anni

a_g : 0.212 g

F_0 : 2.439

T_C^* : 0.309 s

S_S : 1.62

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.62$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

T_R : 1950 anni

a_g : 0.271 g

F_0 : 2.432

T_c^* : 0.311 s

S_S : 1.41

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.41$

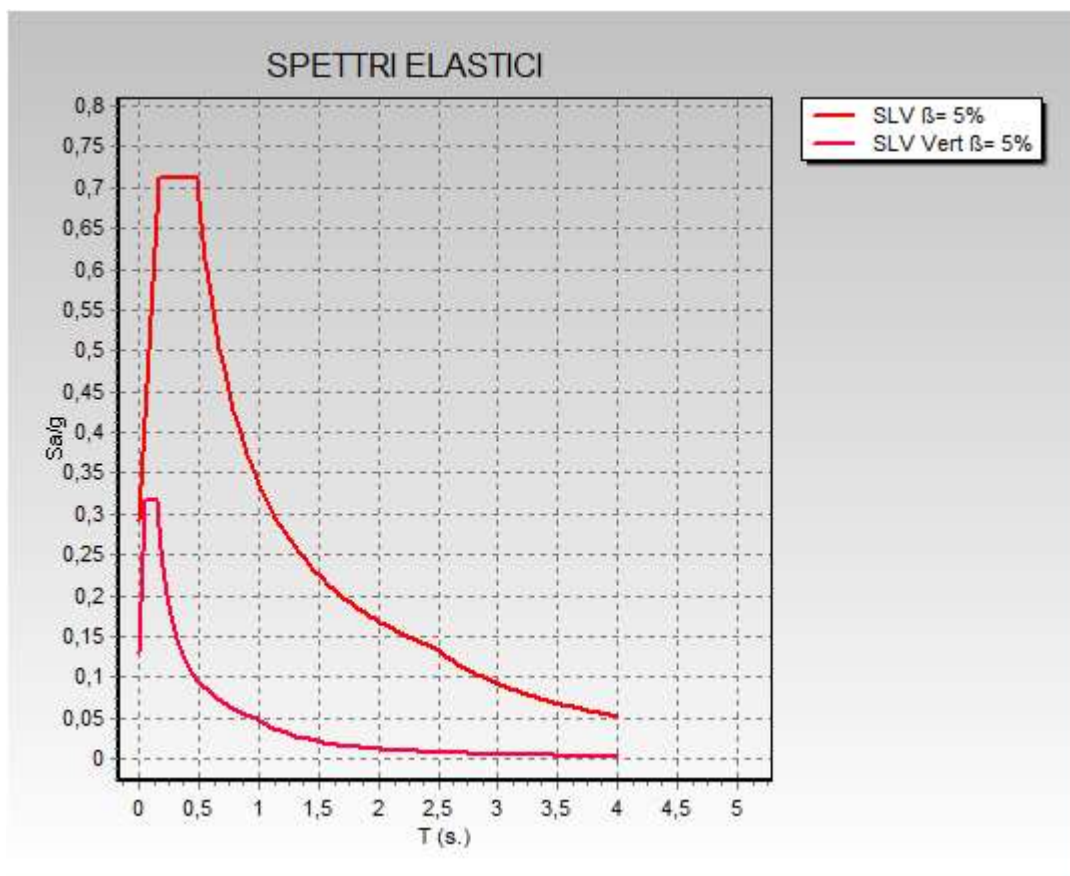


Figura 1-36. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2010 con licenza chiave n° 7284 prodotto dalla « S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l., Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri, 95030 Sant'Agata li Battiati (CT)».

Per le verifiche tensionali delle sezioni in acciaio e miste, si impiega il software di calcolo **Profili**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi.

Per le verifiche tensionali delle sezioni in c.a., si impiega il software di calcolo **VCASLU**, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata, sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

Per l'analisi di opere sostegno quali berlinesi o diaframmi (opere provvisorie o permanenti), si impiega il software di calcolo **Paratie Plus release 20.0** fornito da Harpaceas S.r.l., viale Richard, 1 – 20143, Milano. Paratie Plus è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da opere flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Per l'analisi delle sottostrutture, si fa uso del programma ad elementi finiti **SAP 2000 – v.16.1.1** – “Integrated Software for Structural Analysis and Design”, distribuito da Computers and Structures, Inc. (U.S.A.); il pacchetto software comprende pre – post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed alla manipolazione dei risultati di output ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare e non lineare; il medesimo solutore è impiegato per le analisi effettuate nello studio della fase sismica.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2016**. La descrizione delle modalità operative dei singoli fogli di calcolo verrà presentata di volta in volta.

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2018, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati. L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo. I criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione. I codici di calcolo commerciali sono dotati della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente. Inoltre, la correttezza dei risultati ottenuti viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative (in particolare, attraverso calcolo manuale).

1.8 CONVENZIONI GENERALI

1.8.1 Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx: azione assiale;

Fy azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

Mz momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

2 IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI

2.1 ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

2.1.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell.

I vincoli sono modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

2.1.2 Fasi di analisi

2.1.2.1 Fase 1

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Peso proprio travi in acciaio
- Peso proprio traversi in acciaio
- Peso proprio soletta in calcestruzzo

In questa fase la soletta in calcestruzzo è un carico che grava sulle travi in acciaio e non viene considerata come elemento resistente.

2.1.2.2 Fase 2

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Carico permanente degli arredi stradali (pavimentazione, cordoli, guard-rail, reti di protezione e, qualora presenti, barriere anti-foniche)
- Ritiro
- Viscosità
- Cedimenti vincolari di spalla e pila

In questa fase, caratterizzata dai carichi di lunga durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione n pari a 15.6 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

2.1.2.3 Fase 3

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Azione di frenatura
- Carichi variabili da traffico
- Vento (a ponte carico)
- Temperatura

In questa fase, caratterizzata dai carichi di breve durata, viene considerato un coefficiente di omogeneizzazione n pari a 6.2 per la verifica della sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

2.1.3 Fasi di costruzione

Le fasi di costruzione dell'impalcato rispecchiano quanto descritto nelle fasi di analisi. Avremo, dunque:

- Fase 1:
vengono disposte, in sequenza, le travi di acciaio, le predalle, l'armatura della soletta e, infine, viene effettuato il getto di calcestruzzo.
- Fase 2:
il calcestruzzo ormai maturato permette la disposizione degli arredi stradali, della pavimentazione, delle barriere e della segnaletica.

2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Come anticipato al paragrafo 2.1.2, sono stati valutati i coefficienti di omogeneizzazione in funzione della fase di analisi.

Per carichi di lunga durata (fase di analisi 2) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

che tiene in conto dei fenomeni reologici del calcestruzzo. Si rimanda al paragrafo specifico per il calcolo del coefficiente $\phi(t, t_0)$.

Per carichi di breve durata (fase di analisi 3) si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 MPa}{34077 MPa} = 6.16$$

2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.

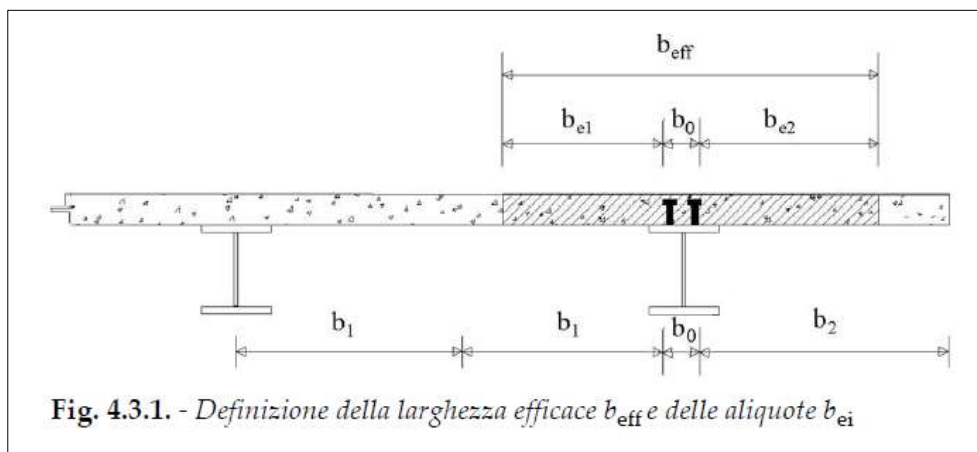


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

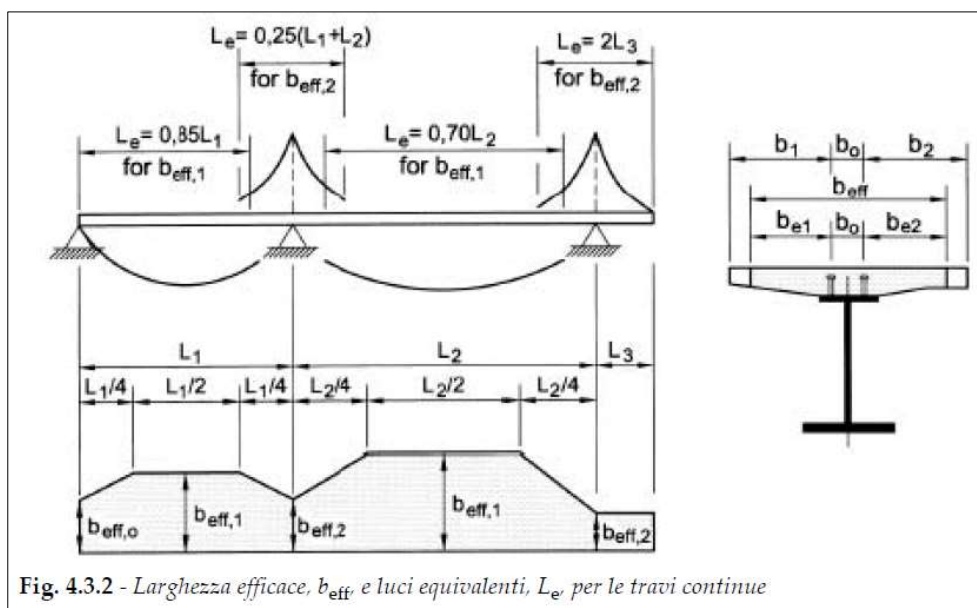


Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia la larghezza efficace vale:

Intermedia			
i	mm	2200	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	20200	lunghezza campata
Le/8	mm	2525	
b1	mm	1100	semi interasse
b2	mm	1100	semi interasse
be1	mm	900	
be2	mm	900	
β 1		1.1	
β 2		1.1	
b _{eff}	mm	2200	per travi intermedie

Per la trave di estremità lato Nord e Sud la larghezza efficace vale:

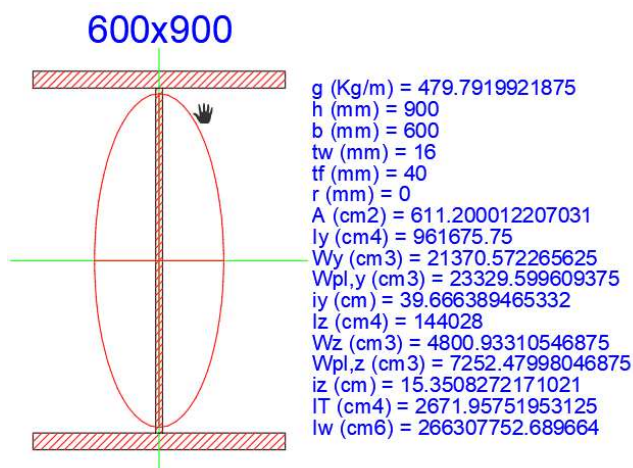
i	mm	2200	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937.5	
b1	mm	1100	semi interasse
b2	mm	1100	semi interasse
be1	mm	900	
be2	mm	900	
β 1		0.98	
β 2		0.98	
b _{eff}	mm	2165	per travi di bordo

2.1.6 Sezioni di verifica

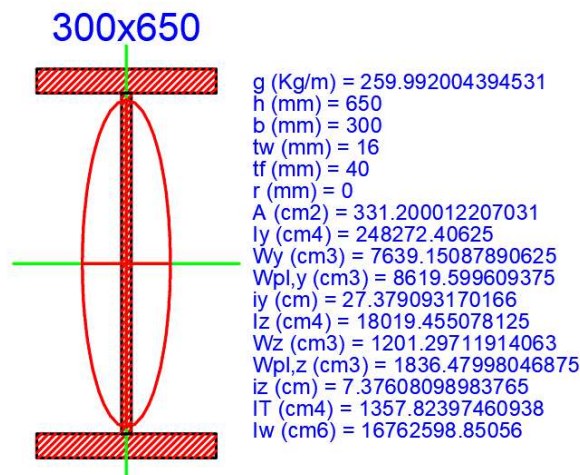
2.1.6.1 Proprietà geometriche, elastiche e plastiche

Si riportano di seguito le proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche delle sezioni in acciaio delle travi principali e dei traversi.

Trave principale saldata simmetrica



Trave trasversale saldata simmetrica



Si tratta, in entrambi i casi, di sezioni simmetriche saldate a completo ripristino.

2.1.6.2 Preclassificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC2018.

Trave principale saldata simmetrica

600x900		Acciaio	S355 (Fe510)	f_y (N/mm2)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0.81} = 8.97$				
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{820.0}{16 \times 0.81} = 62.99$				
	FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

Trave trasversale saldata simmetrica

300x650		Acciaio	S355 (Fe510)	f_y (N/mm2)	355
$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$					
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{40 \times 0.81} = 4.36$				
	FLESSIONE M_z $0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		COMPRESSIONE $0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1		
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{570.0}{16 \times 0.81} = 43.79$				
	FLESSIONE M_y $0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		COMPRESSIONE $42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4		

2.1.7 Metodologia di verifica

La verifica della sezione composta acciaio-calcestruzzo è stata effettuata mediante il metodo elastico, successivamente descritto.

2.1.7.1 Metodo elastico

Il calcolo delle tensioni in una struttura a sezione composta di acciaio e calcestruzzo, in campo elastico, si svolge sulla base delle ipotesi fondamentali della teoria elastica del cemento armato.

Dalla ipotesi di conservazione delle sezioni piane deriva la possibilità di ridurre la sezione composta a un'altra ideale, costituita tutta di acciaio, nella quale la parte di sezione in calcestruzzo viene omogeneizzata a quella in acciaio tramite un coefficiente n di omogeneizzazione mentre le tensioni relative al conglomerato dovranno dedursi da quelle ottenute per la sezione ridotta ad acciaio, ossia:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s}{n} \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

La definizione del coefficiente di omogeneizzazione deve tener conto della durata e storia del carico che produce le tensioni. Infatti, mentre nel calcestruzzo armato si adotta un coefficiente di omogeneizzazione ($n = 15.6$) che tiene forfettariamente conto di una presenza di carichi permanenti e variabili di simile entità, nelle travi composte si tiene generalmente distinto l'effetto dei carichi permanenti da quello dei carichi variabili, potendo essere assai diverso il loro rapporto nei diversi casi.

Di conseguenza, per carichi variabili non capaci di produrre effetti viscosi, il coefficiente di omogeneizzazione n_0 assume il valore base:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_c}$$

Per la valutazione degli effetti tensionali dei carichi permanenti sulla trave composta (carichi applicati alla trave dopo che la parte in calcestruzzo ha raggiunto la piena collaborazione con la trave metallica), occorre tener conto della viscosità.

A tale scopo, si usano in genere i cosiddetti metodi algebrizzati per evitare la soluzione di complesse equazioni integro-differenziali derivanti dall'essere le deformazioni totali (elastiche più viscosi) funzioni delle tensioni applicate.

Tra i metodi algebrizzati, il più frequentemente adottato è il metodo EM (Effective Modulus) ovvero del modulo efficace.

Secondo tale metodo le deformazioni nel calcestruzzo sono valutate con un modulo elastico ridotto $E_t = E_c / (1 + \phi)$ che è coerente con la teoria classica della viscosità nell'ipotesi di tensione costante nel calcestruzzo ma sovrastima leggermente gli effetti viscosi nel caso in cui, come succede in genere nelle travi composte, le tensioni si riducono nel tempo.

Con tale assunzione, il coefficiente di omogeneizzazione si definisce:

$$n = \frac{E_s}{E_c} (1 + \phi(t, t_0))$$

Dopo aver omogeneizzato la sezione composta, è possibile calcolare l'asse neutro e di conseguenza anche le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio.

2.1.7.2 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento a:

- Stati Limite Ultimi (compreso lo stato limite di fatica)
- Stati Limite di Esercizio (limitazione di tensioni e deformazioni, fessurazione).

2.2 ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE

2.2.1 Modellazione strutturale

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi shell.

I vincoli sono stati modellati come cerniera ad una estremità e carrello all'altra estremità.

2.2.2 Fasi di analisi

La struttura esistente è stata analizzata in un'unica fase, coincidente con lo stato di fatto, in quanto l'opera ha esaurito tutti i fenomeni reologici dipendenti dal tempo.

2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione

Si valuta il coefficiente di omogeneizzazione come:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000 \text{ MPa}}{34077 \text{ MPa}} = 6.16$$

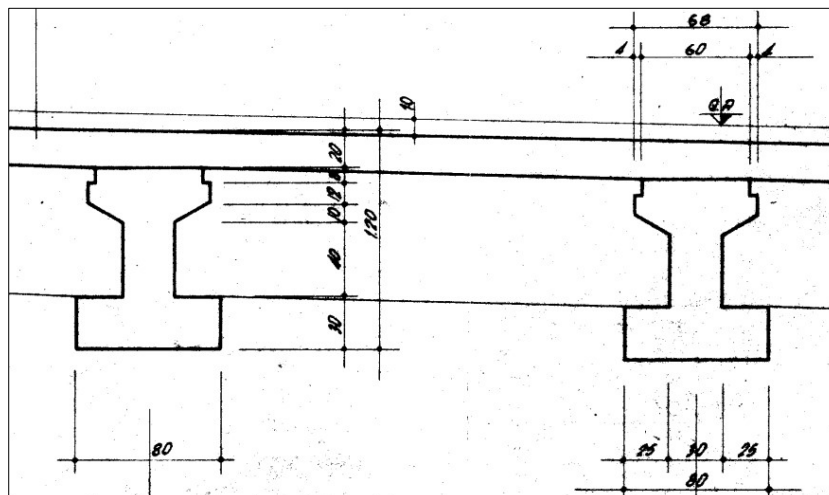
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

In accordo con il cap. 4.3.2.3 delle NTC2018 è stata valutata la larghezza efficace della trave a sezione composta.

i	mm	2100	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	23000	lunghezza campata
Le/8	mm	2670	
b1	mm	1050	semi interasse
b2	mm	1050	semi interasse
be1	mm	850	
be2	mm	850	
beff	mm	2100	Larghezza efficace

2.2.5 Sezioni di verifica

Le travi dell'impalcato originario hanno la seguente sezione.



Proprietà inerziali		
Area	mm ²	525000,00
Xg	mm	0,00
Yg	mm	453,33
Sx	mm ³	0,00
Sy	mm ³	238000000,00
Ixx	mm ⁴	54231630000,00
Iyy	mm ⁴	18143750000,00
Wx	mm ³	99204220,00
Wy	mm ³	45359380,00

2.2.5.1 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento unicamente agli Stati Limite Ultimi.

2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE

2.3.1 Descrizione generale

Le spalle appartenenti alla porzione di impalcato in ampliamento sono considerate come corpi separati e verificate di conseguenza. L'analisi è condotta con l'ausilio di modelli di calcolo ad elementi finiti ovvero fogli elettronici che tengano conto delle azioni derivanti dall'impalcato e agenti direttamente sul paramento e sulla fondazione. L'analisi è di tipo “bidimensionale”: non si considerano, infatti, gli effetti prodotti dalle azioni agenti in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato.

Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile saranno modellate unitamente all'impalcato. L'interazione terreno-struttura sarà modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione.

Le analisi determinano le massime sollecitazioni per la verifica del paramento o della pila. Determinano, altresì, le sollecitazioni risultanti nel baricentro dei plinti di fondazione con le quali condurre le verifiche strutturali e geotecniche degli elementi fondazionali (i risultati sono riassunti in un elaborato specifico).

L'analisi e la verifica strutturale dei plinti di fondazione è condotta attraverso l'utilizzo di modelli di calcolo ad elementi finiti e/o fogli elettronici.

L'analisi e la verifica strutturale dei muri d'ala e dei paraghiaia è condotta mediante modelli di calcolo locali.

Qualora le spalle di uno stesso ampliamento o dei due ampliamenti, se presenti, posseggano caratteristiche geometriche (estensione, altezza e spessore del paramento; estensione, larghezza e spessore della fondazione) e strutturali (tipologia strutturale del paramento e degli elementi fondazionali) simili, l'analisi verrà condotta su un'unica spalla, quella con le sopra citate “condizioni al contorno” più sfavorevoli. In favore di sicurezza, tale spalla verrà considerata come “fissa”, ovvero atta a portare le sollecitazioni orizzontali derivanti dall'impalcato. La scelta di procedere con l'analisi di un'unica spalla è giustificata da tabelle di confronto e convalidata, se fosse necessario, da calcoli semplificati riportati in allegato. Lo stesso criterio verrà adottato per le pile appartenenti a due differenti allargamenti della stessa opera.

L'impalcato possiede la schema statico di una trave a singola campata in semplice appoggio, anche nel caso di impalcato su due o più campate. Le analisi strutturali delle spalle sono condotte separatamente dall'analisi della sovrastruttura, determinando le azioni dell'impalcato mediante schemi semplificati. All'interno del documento si riporta un confronto tra le reazioni vincolari prodotte dai suddetti schemi semplificati ed estrapolate dai modelli di calcolo.

2.3.2 Sezioni di verifica

Si considerano le seguenti sezioni di verifica:

- sezione di spiccato del paramento, coincidente convenzionalmente con l'estradosso della fondazione;
- sezione di spiccato del paraghiaia;
- sezioni di incastro del muro d'ala;

- sezioni di incastro delle mensole di fondazione.

2.3.3 Analisi delle condizioni statiche

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In particolare, sono prese in esame le seguenti combinazioni:

- 1) Stato Limite Ultimo
 - 2) Stato Limite di Esercizio
- Combinazione Caratteristica o Rara
 - Combinazione Frequente
 - Combinazione Quasi Permanente

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involucri delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

La spinta del terreno a tergo delle spalle è valutata in condizioni a riposo, qualora la struttura sia su fondazione profonda. Si considera, invece, la spinta attiva nel caso di spalla su fondazione diretta.

2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche

Per lo studio del comportamento della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

L'input sismico è definito in base a quanto richiesto dalla vigente normativa italiana, così come di seguito riportato.

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale V_N legata al tipo di costruzione e classe d'uso C_U) e di altri che individuano la probabilità di superamento P_{VR} di un determinato livello di intensità sismica in un assegnato periodo di tempo V_R , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno T_R , definito a sua volta in funzione di P_{VR} e V_R .

In fase di verifica, si è fatto riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione sismica viene definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al suolo;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'amplificazione del moto sismico dipende, invece, dalla natura del terreno su cui poggia l'opera in esame.

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione.

Per il dimensionamento/verifica sia dell'elevazione che della fondazione delle pile, si è optato per rimanere in campo elastico tramite l'assunzione di un coefficiente di struttura unitario ($q = 1.0$).

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

con S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può assumere valore unitario.

Per le opere di sostegno su fondazione diretta, invece, si può assumere un coefficiente β_m minore di 1.00 e pari a (cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018):

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata in condizioni attive secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

2.3.5 Metodologia di verifica

Le verifiche sono effettuate nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo quanto specificato nelle normative prese a riferimento.

In particolare, vengono effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a pressoflessione e taglio dell'elevazione per le pile;
- verifica a pressoflessione e taglio del plinto di fondazione;
- verifica a pressoflessione e taglio del paramento e del plinto di fondazione delle spalle.

Le spalle a gravità saranno verificate secondo quanto previsto in EN 1992-1-1 § 12.6.1 e 12.6.3.

2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

Nei capitoli successivi si riportano le analisi e le verifiche delle strutture in elevazione che riguardano l'ampliamento del sottovia oggetto della presente relazione di calcolo.

Sono altresì riportate le analisi e le verifiche strutturali della porzione di struttura in elevazione originaria del sottovia e di quella che ha realizzato il primo ampliamento (qualora presente).

Le caratteristiche meccaniche dei materiali ed il fattore di confidenza, dati di input per l'analisi della porzione esistente, sono definite al capitolo precedente della relazione di calcolo.

Per quanto riguarda la sovrastuttura, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (travi longitudinali, traversi e soletta in cemento armato) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Per quanto riguarda le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi ed a quanto effettuato per le strutture di nuova realizzazione.

- Spalle. L'analisi è di tipo “bidimensionale” e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali “tipiche” della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento (qualora presente). Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.
- Pile. Qualora in presenza di un sottovia su più campate, le pile sono modellate unitamente all'impalcato. La modellazione comprende sia la parte esistente che di nuova realizzazione.

L'interazione terreno-struttura è modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione delle pile. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (pulvino, elevazione e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di normativa.

Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

Qualora le verifiche non risultano soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

2.6 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 2-3. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 2-4. Coefficienti parziali di sicurezza per le combinaizioni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2-5. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 2-6. Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

Per quanto riguarda i carichi agenti direttamente sull'impalcato, si specifica puntualmente il valore in riferimento alla fase di analisi trattata e della porzione di impalcato interessata (impalcato originario, porzione di impalcato relativa al primo allargamento, porzione di impalcato di nuova realizzazione).

3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO

3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1

3.2.1.1 *Peso proprio delle travi di impalcato*

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle “Caratteristiche dei materiali”). Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso al metro lineare per i principali elementi strutturali: travi longitudinali e traversi.

Impalcato di nuova realizzazione

Trave di ampliamento	acciaio	kN/m	4.800
Traversi di ampliamento	acciaio	kN/m	2.600

Impalcato esistente

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	13.12
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	4.00

3.2.1.2 *Peso proprio della soletta in c.a.*

Il peso proprio della soletta in c.a. è funzione del peso specifico del calcestruzzo, pari a 25kN/m^3 , e dello spessore della soletta. Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

La seguente tabella riporta il peso su unità di superficie della soletta in c.a.

Impalcato di nuova realizzazione

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25
---------	------	-------	------

Impalcato esistente

Soletta	c.a.	kN/mq	5.00
---------	------	-------	------

3.2.2 Carichi agenti sull'impalcato in fase 2

3.2.2.1 *Sovraccarichi permanenti*

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale ($\gamma = 22\text{kN/m}^3$) e il peso proprio dei cordoli in c.a. porta sicurvita. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA, qualora presente, sono trattati in un capitolo specifico.

Barriera metallica lato nord	acciaio	kN/m	1.50
------------------------------	---------	------	------

3.2.2.2 *Cedimenti vincolari*

Nel modello è stato considerato un cedimento convenzionale dato dalla seguente formula:

$$i\text{-esima Pila: } \delta_{pila} = \frac{l_{i-1} + l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

$$i\text{-esima Spalla: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} \text{ [cm]}$$

essendo l_i la lunghezza della campata i -esima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2020}{10000} = 0.202 \text{ cm}$$

3.2.2.3 Reologia calcestruzzo

Il calcolo delle effetti conseguenti alla viscosità viene effettuato in accordo ai criteri presentati nell'Appendice 1 della norma UNI EN 1992-1-1.

Il calcolo degli effetti conseguenti al ritiro viene effettuato in accordo ai criteri contenuti in NTC2018 al capitolo 11.2.10.6 RITIRO e 11.2.10.7 VISCOSITÀ.

Si riportano di seguito le tabelle dei fogli excel utilizzati per il calcolo dei fenomeni reologici.

Ritiro [DM 2018]			
Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecm	Mpa	34077.15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	2200	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	550000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
ϵ_{c0}	‰	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in ‰
$\epsilon_{cd,\infty}$	‰	-0.179	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento
ts	giorni	28	età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
$\beta_{ds}(t-t_s)$		0.98	
ϵ_{cd}	‰	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca,\infty}$	‰	-0.0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
ϵ_{ca}	‰	-0.0000625	deformazione per ritiro autogeno
ϵ_{cs}	‰	-0.17	deformazione totale per ritiro
n		15.6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	258	
Ned	kN	-1289.5	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-332.7	

Il ritiro genera nella sezione composta uno stato di pressoflessione in cui lo sforzo normale è pari a

$$N_{ed} = \frac{\epsilon_{cs} \cdot A_c \cdot E_s}{n}$$

e il momento flettente

$$M_{ed} = N_{ed} \cdot e$$

essendo e l'eccentricità dello sforzo normale rispetto al baricentro della sezione.

Il ritiro è stato considerato solo nella parte di impalcato di nuova realizzazione, in quanto si ritiene esaurito nella parte di impalcato esistente.

Viscosità [EUROCODICE 2 APPENDICE 1]			
RH	%	80	umidità ambientale relativa
RH0	%	100	
u	mm	2200	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	550000	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	1	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
α		1	con $\alpha=1$ $t=t_0,T$
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$\beta(t_0)$		0.49	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carico sul coefficiente nominale di viscosità
$\beta(f_{cm})$		2.56	fattore che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
ϕ_{RH}		1.25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità
ϕ_0		1.56	coefficiente nominale di viscosità
β_H		1359.70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359.70	valore da considerare
$\beta_c(t-t_0)$		0.98	coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
$\phi(t-t_0)$		1.53	coefficiente di viscosità
E28		35781	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
E(t)		14124.46	Modulo elastico ridotto

3.2.3 Carichi agenti sull'impalcato in fase 3

3.2.3.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2018 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l'approccio di calcolo. In particolare, la norma EN1991-1-5 specifica nella sezione 6 come valutare le variazioni di temperatura nei ponti.

- **Variazioni termiche uniformi (Δt_N)**

Come specificato al capitolo 3.5.2 delle NTC2018, la temperatura dell'aria esterna assume i seguenti valori:

$$T_{\max} = 42^\circ - 6 \frac{a_s}{1000} \cong 42^\circ$$

$$T_{\min} = -15^\circ - 4 \frac{a_s}{1000} \cong -15^\circ$$

avendo considerato $a_s = 60$ m.

Fissando T_0 a 15.0°C , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N,con} = T_{\min} - T_0 = -30^\circ$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{\max} - T_0 = 27^\circ$$

In definitiva si porrà cautelativamente un $\Delta T = \pm 30^\circ$.

• **Variazioni termiche lineari (ΔT_M) – impalcato di nuova realizzazione**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata).

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^\circ\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^\circ\text{C})$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

Per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18^\circ$$

L'effetto della variazione termica lineare nella sezione mista acciaio-clc, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3.

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^\circ\text{C}$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^\circ\text{C}$	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	b _{eff}	mm	2200	2200
altezza soletta	h _c	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	550000	550000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3373,6	-4048,3
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	400	400
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	1349,4	-1619,3

• **Variazioni termiche lineari (ΔT_M) – impalcato esistente**

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap. 6.1.4, la componente lineare della temperatura è stata valutata con l'approccio 1 facendo riferimento alla tabella 6.1 (di seguito riportata).

Type of Deck	Top warmer than bottom	Bottom warmer than top
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C)$
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	10 15 15	5 8 8

Per ponti di gruppo 3 (tipologia impalcato e travi in calcestruzzo armato), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura.

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}$$

L'effetto della variazione temica lineare nella sezione in c.a. si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione.

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^{\circ}C$	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^{\circ}C$	0,000018	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\epsilon_{c,\infty} = \alpha \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \epsilon_{c,\infty} E_c$	MPa	6,13	3,27
larghezza efficace soletta	b_{eff}	mm	2100	2100
altezza soletta	h_c	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	420000	420000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2574,6	-1373,4
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	360	360
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	926,9	-494,4

3.2.3.2 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo al cap.3.3 delle NTC2018.

Nel presente capitolo si analizza l'azione del vento agente direttamente sull'impalcato. L'azione del vento agente sulla barriera FOA, se presente, è trattata in un capitolo specifico.

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all'asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L'azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell'impalcato è valutata sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico, come esposto nel seguito.

Si riportano di seguito i dati che sono stati utilizzati per la valutazione della pressione media del vento agente sull'impalcato.

- Regione: Emilia Romagna
- Provincia: Bologna
- v_0 : 25,00 m/s
- a_0 : 750,00 m
- k_s : 0,45
- a_s : 54 m
- ca : 1,0
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- cr : 1,0
- vr : 25,00 m/s
- qr : 390,63 N/m²
- Zona: 2
- Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: 80 km
- Categoria di esposizione: II
- k_r : 0,19
- z_0 : 0,05 m
- z_{min} : 4,00 m
- Altezza edificio sul p.c.: 15 m
- Coefficiente di topografia c_t : 1,00
- Coefficiente dinamico c_d : 1,00
- Coefficiente di esposizione c_e : 2,47
- Coefficiente di forma c_p : 1,40

Il coefficiente di forma è stato calcolato come previsto al paragrafo C3.3.8.6.1 della Circolare 2019, considerando la trave ad anima piena e, quindi, $\phi=1$. In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 1.350,8 \text{ N/m}^2 \approx 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravvento.

Poiché, però, la struttura è composta da diverse travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla Circolare 2019 al paragrafo C3.3.8.6.2 “Travi multiple”. In particolare si afferma: “Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza d non maggiore del doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicando per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,12\phi \text{ per } \phi \leq 2/3$$

$$\mu = 0,20 \text{ per } \phi > 2/3$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati. Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede: $h_T=0,90\text{m}$ e $d = 2,20\text{m}$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 2,44$ per cui il valore interpolato vale $\mu = 0,32$ che si suppone, a vantaggio di sicurezza, uguale per tutte le travi.

Azione del vento su ponte

Sul bordo dell'impalcato non è prevista una barriera FOA. Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato stesso assumendo, come prescritto dalla norma, nel caso di ponte carico un'altezza convenzionale dei veicoli pari a 3 metri.

¹ altezza sicurvia

L'azione del vento genera sull'impalcato una forza orizzontale (applicata nel modello sulla trave di bordo sopravvento al 100% e ridotta del coefficiente μ sulle altre travi) e una forza verticale dovuta alla reazione delle travi al momento torcente ribaltante. Quest'ultima viene ripartita utilizzando il metodo di Courbon:

3.2.3.3 Azione variabili da traffico

Per le verifiche globali dell'impalcato, si considera lo Schema di Carico n.1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.



Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 3-2. Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

La posizione del carico concentrato, detto anche “TS” (Tandem System), e la segmentazione delle stese distribuite, dette anche “UDL” (Uniformly Distributed Load), è effettuata in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti con una specifica routine che procede all’esame delle superfici di influenza di interesse.

Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all’ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente e azione di taglio su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei traversi e sulle sezioni di mezzera campata e asse appoggi.

Le seguenti immagini riportano alcune disposizioni trasversali di carico adottate nel modello di calcolo.

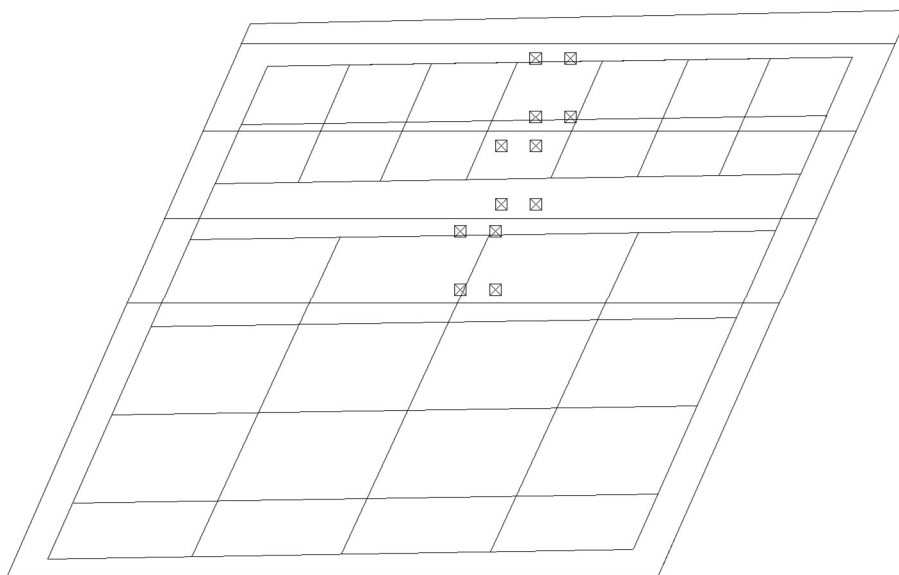


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento flettente su impalcato di progetto

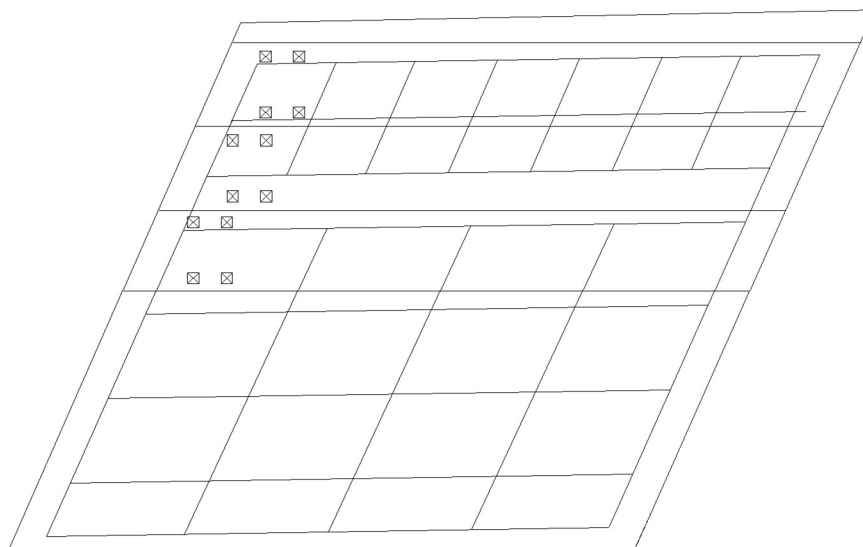


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massima azione di taglio su impalcato di progetto

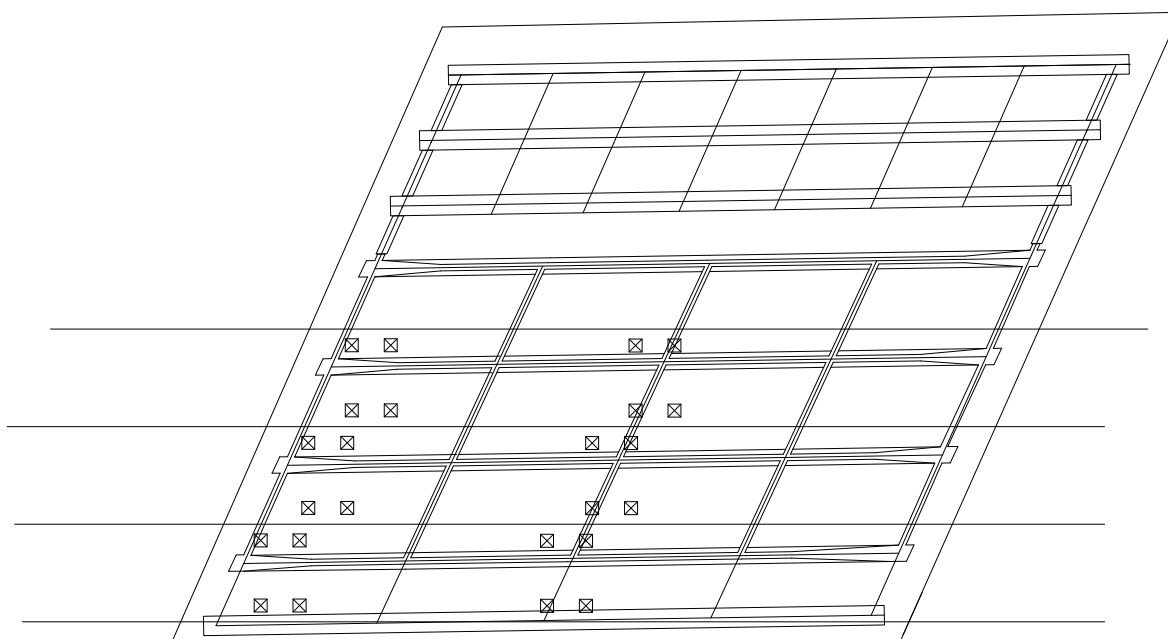


Figura 3-5. Disposizione carico tandem per massimo momento flettente e azione di taglio su impalcato esistente

- **Azioni di frenatura**

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2018 cap.5.1.3.5.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa per il calcolo di tale azione.

Azione di frenatura		
Q1k	Kn	300
q1k	Kn/mq	9
L	m	20.2
wl	m	3
q3	Kn	414.5
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = $q3/(n \cdot L)$	Kn/m	10.3

L'azione di frenatura q3 viene uniformemente ripartita sulle due travi direttamente interessate dalla corsia caricata dal carico Q1k.

- **Azione centrifuga**

L'azione centrifuga non viene considerata essendo il tratto in rettilineo.

- **Gruppi di carico**

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 3-6. Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente ($0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}$) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

- **Schemi di carico per verifiche locali**

Per le verifiche locali sugli elementi strutturali costituenti l'impalcato, si adotta lo “Schema di carico 2” previsto al punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018 (“Schema di carico 2”) e costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente.

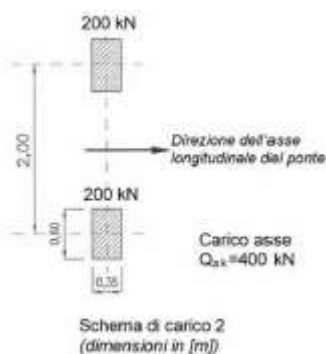


Figura 3-7. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

Questo schema è considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso, si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Nel progetto dell'impalcato è considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa (cap.5.1.3.10 delle NTC2018).

- **Veicolo FLM3 per carichi a fatica**

Le verifiche a fatica sono state effettuate con riferimento ai modelli di carico descritti al cap. 5.1.4.3 delle NTC2018, in cui si utilizza il modello di carico per Fatica 1 che assume la stessa configurazione del sistema principale di carico (schema di carico 1) ma con valori del carico d'asse pari a $0.7Q_{jk}$ e valori dei carichi uniformemente distribuiti pari a $0.3q_{jk}$ e $0.3q_{rk}$.

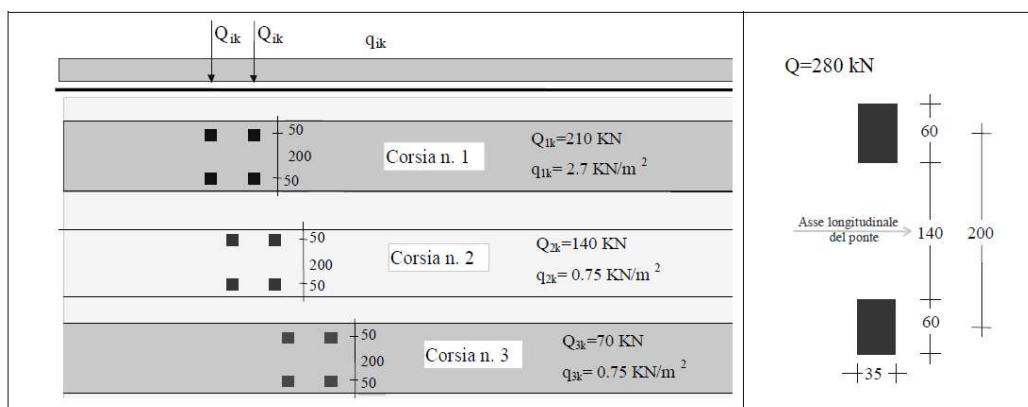


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Figura 3-8. Modello di carico di fatica n.1 (Figura 5.1.4 delle NTC2018)

Le verifiche allo stato limite di fatica sono state effettuate in accordo al cap. 4.2.4.1.4 delle NTC2018.

3.2.3.4 Urto di veicolo in svio

L'azione flessionale e tagliente agente alla base del montante da considerare per la verifica del supporto può essere calcolata a partire dal momento plastico del montante stesso, in accordo al cap.5.1.3.10 delle NTC2018 di seguito richiamato:

[...] il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera – 0.10m) e h_2 = 1.00 m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera, si deve tener conto dell'eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1.50. Il coefficiente parziale di sicurezza per la combinazione di carico agli SLU per l'urto di veicolo in svio deve essere assunto unitario. [...]

Con riferimento alla figura seguente, la massima azione tagliante alla base del montante (estradosso cordolo), causata dall'urto di un veicolo in svio, può essere determinata con la seguente relazione:

$$F_{urto} = \frac{M_{pl}}{h^*}$$

dove:

- M_{pl} è il momento plastico del montante calcolato con la resistenza caratteristica;
- $h^* = h - h_R - h_C$
- $h = h_B + h_C$ è pari all'altezza della forza di urto sulla superficie di rotolamento così come definita dalle NTC2018, da porsi pari a 1.00 m;
- h_B è l'altezza della forza F_{urto} rispetto all'estradosso del cordolo;
- h_C è l'altezza del cordolo sulla superficie di rotolamento, pari al massimo a 50 mm, così come indicato nel manuale di installazione;
- h_R è l'altezza dell'irrigidimento del nodo e della piastra di base, pari a 330 mm nel caso della Integautos S e a 190 mm nel caso della Integautos 2.0.

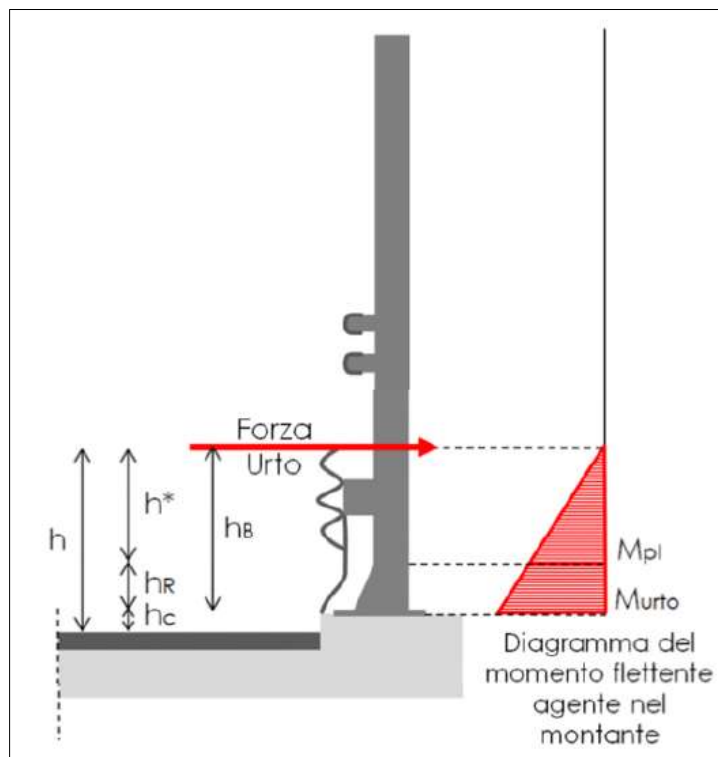


Figura 3-9. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

Nota la forza orizzontale che plasticizza il montante, è possibile determinare il momento trasferito all'estradosso del cordolo:

$$M_{urto} = F_{urto} \cdot h_B = M_{pl} \cdot \left(1 + \frac{h_R}{h^*}\right)$$

Le azioni F_{urto} e M_{urto} saranno amplificate con un fattore pari a 1.50 per la determinazione degli effetti sul supporto.

L'azione esercitata sulla struttura di supporto dall'urto del veicolo in svio è cautelativamente stimabile considerando snervati per flessione 3 montanti adiacenti. A favore di sicurezza, si considererà la presenza dei montanti in corrispondenza di un giunto di dilatazione e, quindi, una diffusione a 45° solo da un lato (lo stesso criterio andrà adottato per la verifica del cordolo – diffusione a 45° solo da un lato del montante).

3.2.3.5 Urto da traffico veicolare

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da (cap. 3.6.3.3.1 delle NTC2018):

$$F = r \times F_{d,x}$$

dove:

- r è un fattore pari ad 1.0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1.0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m;
- $F_{d,x}$ è un'azione agente in direzione parallela al senso di marcia, definita nella tabella 3.6.III delle NTC2018.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Figura 3-10. Forze statiche equivalenti agli urti dei veicoli (Tabella 3.6.III delle NTC2018)

3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

La resistenze passive dei vincoli sono state trascurate in quanto non generano azioni sull'impalcato. Risultano, invece, influenti per il calcolo delle sottostrutture.

3.2.3.7 Azione sismica verticale

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap.1.6 del presente elaborato.

Si mostra di seguito la deformata per il modo di vibrare verticale con indicato il periodo proprio di oscillazione.

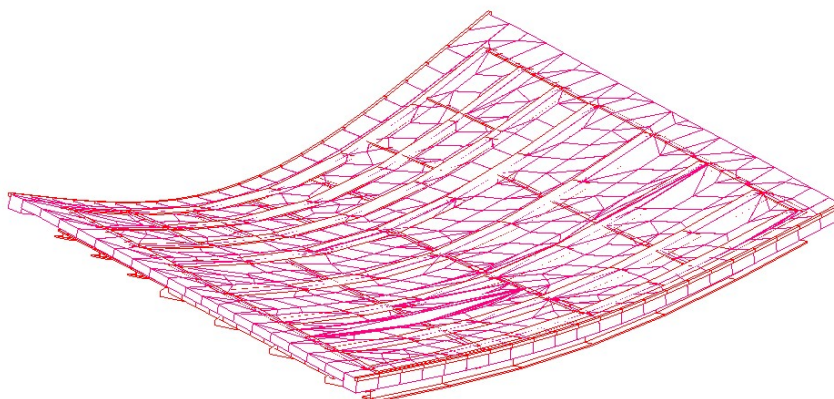


Figura 3-11. Deformata per modo di vibrare verticale ($T=0.367s$)

3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

3.3.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$).

3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considera come carico permanente non strutturale il peso proprio del terreno di zavorra disposto sulla retrozattera ($\gamma_c = 20\text{kN/m}^3$).

3.3.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi'$
nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$
nel caso di verifiche geotecniche su fondazione diretta.

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.4 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito ϕ' è da intendersi, dunque, come caratteristico.

3.3.4 Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

$$q = 20\text{kN/m}^2$$

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

- coefficiente di spinta a riposo: $k_0 = 1 - \sin\phi'$
nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$
nel caso di verifiche geotecniche su fondazione diretta.

Il sovraccarico accidentale utilizzato per la verifica del paraghiaia è desunto dai capp.C5.1.3.3.5.1 e C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018.

3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile

In corrispondenza di impalcati su più campate, l'analisi considera anche l'azione di eccezionale legata all'urto di un veicolo in svio sulle pile.

L'azione di calcolo $F_{d,y}$ è pari a:

$$F_{d,y} = 0.5 \times F_{d,x}$$

con $F_{d,x}$ definita nella tabella 3.6.III di cui al cap.3.6.3.3.1 delle NTC2018.

La forza risultante di collisione deve essere applicata sulla struttura 1.25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0.5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1.50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

3.4 AZIONE SISMICA

Per la definizione dei parametri sismici, il calcolo dell'azione sismica e le modalità di analisi sui diversi elementi strutturali che costituiscono l'opera (impalcato, spalle e pile), si rimanda ai capitoli precedenti.

Ai fini delle verifiche strutturali, si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si considera, invece, lo Stato Limite di Danno (SLD) per la valutazione degli spostamenti e per il calcolo delle escursioni massime ammissibili in corrispondenza dei giunti e dispositivi di appoggio.

4 ANALISI IMPALCATO

4.1 IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

4.1.1 Analisi strutturale

4.1.1.1 Modello FEM

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi e da una soletta schematizzata con elementi shell.

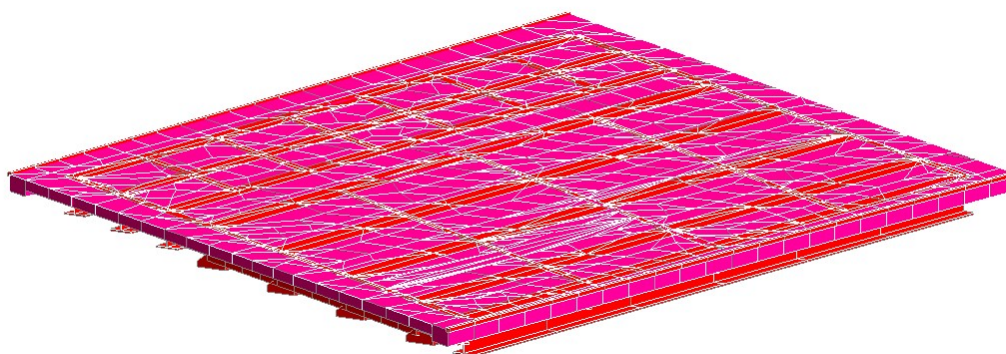


Figura 4-1. Modello FEM

4.1.1.2 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3 sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” per la fase 1 e come carichi agenti sulle travi e sugli shell per le fasi 2 e 3.

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.5, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

4.1.1.3 Combinazioni di carico

Si riportano le combinazioni di carico per le tre fasi di analisi successivamente trattate.

FASE 1	
Azione	γG o γQ
Peso strutturale	1.35
Peso non strutturale	0.00

FASE 2	
Azione	γG o γQ
Peso strutturale	0.00
Peso non strutturale	1.35
Ritiro	1.20
Cedimenti vincolari	1.20

FASE 3 STATICA										
Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,90	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	0,90
Vento Y+	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,90

Vento Y-	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01
Tandem M	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica uniforme	0,90	0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	0,90

FASE 3 STATICA										
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-0,90	-0,90
0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00
0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50
1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01
1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,90	1,20	1,20	0,90	0,90	-0,90	-0,90	-1,20	-1,20	-0,90	-0,90

FASE 3 SISMICA										
Proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00
Sisma Z	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30
-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30
0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,20	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
-1,00	1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30
1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30
0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	-1,00	1,00

1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00

4.1.2 Verifiche

4.1.2.1 Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento

- **Sollecitazioni di calcolo Fase 1 - SLU**

Nella fase 1 la resistenza è affidata alle sole travi in acciaio. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio e i tassi di sfruttamento della sezione.

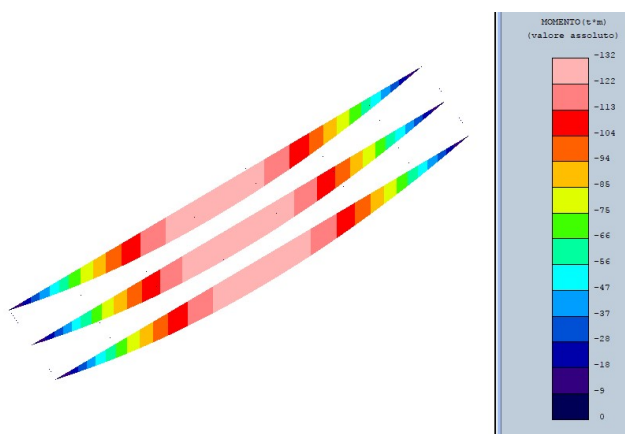


Figura 4-2. Involuppo Mx [tm]

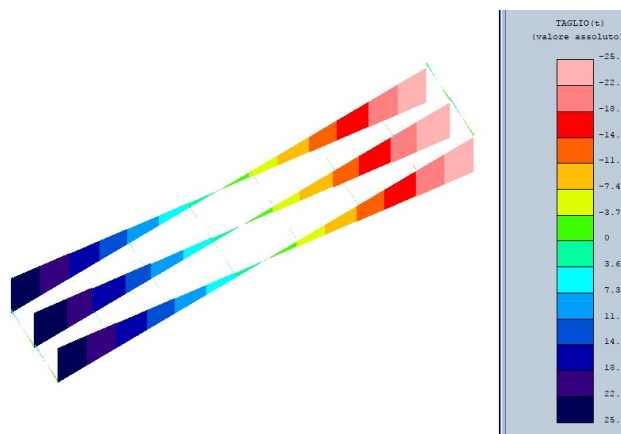


Figura 4-3. Involuppo Ty [t]

Si verifica la trave a flessotorsione durante la fase di getto. Si utilizza l'approccio descritto al paragrafo 4.2.4.1.3.2 e C4.2.4.1.3.2 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Wy cm ³	f _{yk} -	y _{m1} -	E kg/cm ²	G kg/cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶	L _{cr} cm
21371	3550	1.05	2100000	840000	144028	2672	266307753	2020
α _{LT} -	λ _{LT,0} -	β -	Ψ -	k _c -				
0.34	0.20	1.0	1.75	0.94				
M _{cr} kgcm	λ _{LT} -	Φ _{LT} -	f -	X _{LT} -	>>>		M _{brd} kNm	Med kNm
1.1E+08	0.817	0.939	0.970	0.736			5315	1320

La verifica a flessotorsione nella fase di getto è ampiamente verificata: non sono necessarie controventature specifiche.

- **Sollecitazioni di calcolo Fase 2 - SLU**

Nella fase 2 la soletta di calcestruzzo ha raggiunto la maturazione e, quindi, contribuisce insieme alla trave in acciaio alla resistenza alle azioni. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio.

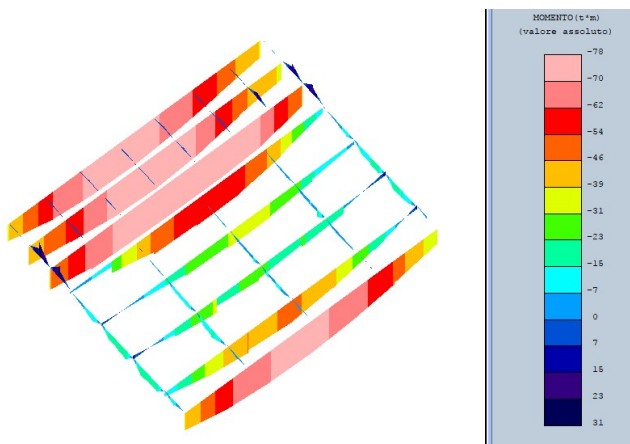


Figura 4-4. Involuppo M_x [tm]

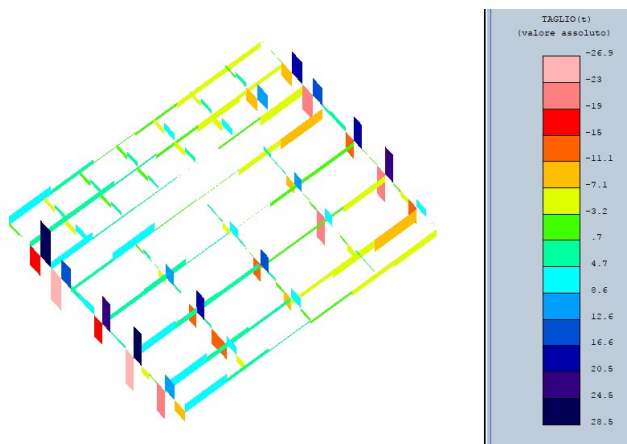


Figura 4-5. Involuppo T_y [t]

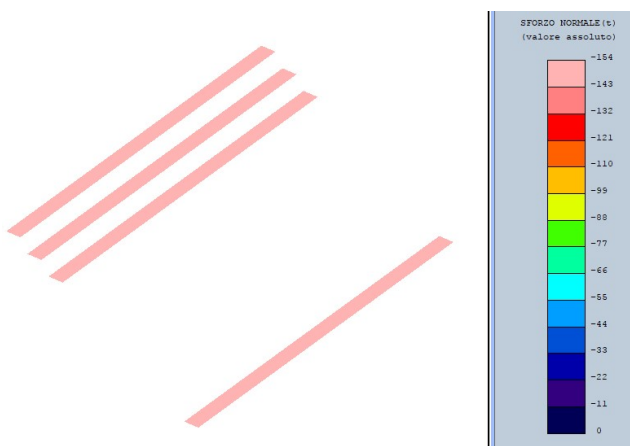


Figura 4-6. Involuppo N [t]

- Sollecitazioni di calcolo Fase 3 - SLU**

Nella fase 3 agiscono tutti i carichi da traffico, oltre che i permanenti, il vento a ponte carico e l'azione termica. Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio e la verifica della sezione mista:

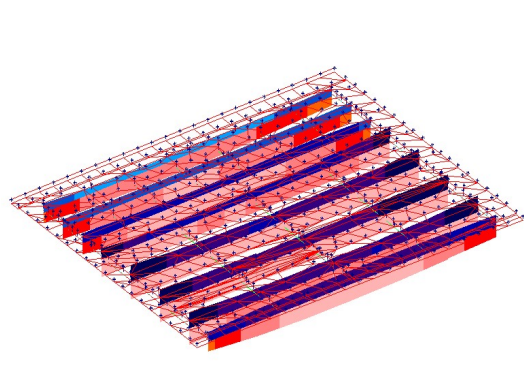


Figura 4-7. Involuppo M_x [tm]

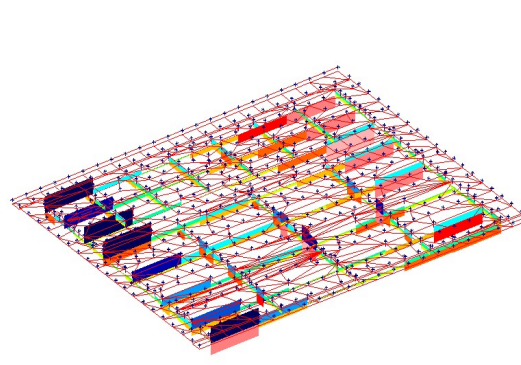
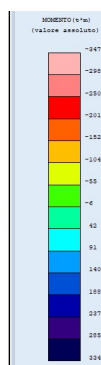


Figura 4-8. Involuppo T_y [t]

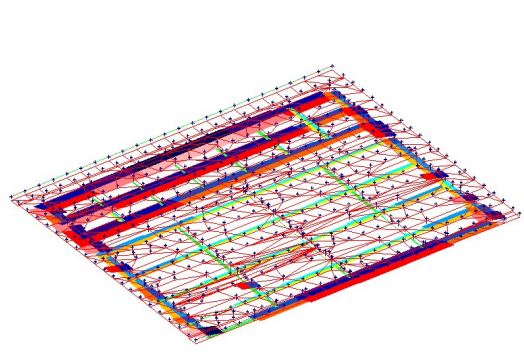
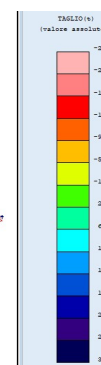
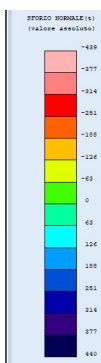


Figura 4-9. Involuppo N [t]

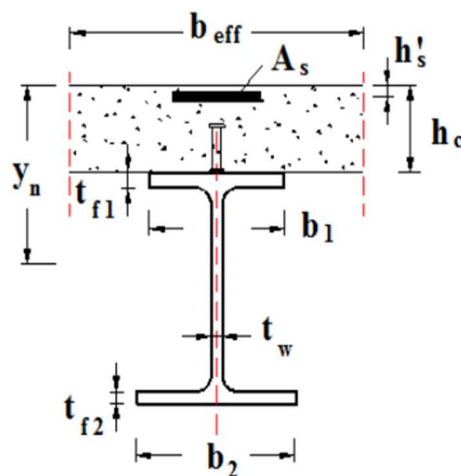


- Verifica della trave principale**

Si verifica la trave principale a sezione mista che risulta più sollecitata. In particolare, per la verifica a tensioni normali (presso-flessione) si sommano gli stati tensionali dovuti alle singole condizioni di carico, quest'ultime raggruppate nelle fasi di carico. Le azioni taglianti vengono tutte attribuite alla sola trave di acciaio.

Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati								
Calcestruzzo			Acciaio barre			Acciaio profilati		
Classe		C35/45	Tipo		B450C	Tipo		S355
Rck	Mpa	45	γ_s		1.15	γ_{M0}		1.05
γ_c		1.5	Es	Mpa	210000	γ_{M1}		1.05
Ec	Mpa	34077.1462	fyk	Mpa	450	γ_{M2}		1.25
α_{cc}		0.85	fyd	Mpa	391.3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35				fyk	Mpa	355
fcm	Mpa	43				fydw	Mpa	338.10
fcd	Mpa	19.83						

Caratteristiche geometriche sezione mista					
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta		
b1	mm	600	hc	mm	250
b2	mm	600	b _{eff}	mm	2200
tf1	mm	40	h's	mm	40
tf2	mm	40	A _s	mmq	3352.8
h	mm	900			
tw	mm	16			
g	Kg/m	479.8			
A	cmq	611.2			
I _y	cm4	961676			
I _z	cm4	144028			
W _{pl,y}	cm4	23330			



Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1320	260	0
2	780	60	1550
3A	3200	320	3740
totale	5270	640	5290

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale Pressoflessione		Tensione di calcolo	
n	0	15.6	6.2				n
y _n [mm]	450	475	353				y _n [mm]
A _{id} [cm ²]	611.2	15.034	9.289				A _{id} [cm ²]
I _{id} [cm ⁴]	284.924	1.752.920	2.237.803				I _{id} [cm ⁴]
σ _c [MPa]	0	-2.37	-9.93	-12.30	<	-19.83	σ _c [MPa]
σ _s [MPa]	0	-20.7	-47.16	-67.86	<	391.3	σ _s [MPa]
σ _{as} [MPa]	-61.8	-11.3	-16.96	-90.06	<	338.1	σ _{as} [MPa]
σ _{ai} [MPa]	61.8	30.7	115.66	208.16	<	338.1	σ _{ai} [MPa]

Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio			
V _{ed}	kN	640	taglio sollecitante di calcolo
V _{rd}	kN	2561	taglio resistente di calcolo
		< 0,50	→ non è necessario calcolare resistenza a
V _{ed} /V _{rd}		0.249	flessione ridotta

Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima. Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

d	mm	820	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		51.25	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48.82	rapporto limite anima non irrigidita
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$		48.62	rapporto limite anima irrigidita
a	mm	15500	lunghezza della trave
k_τ		5.35	
f_{yw}	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σE		72.34	
τ_{cr}	MPa	387.09	
λ_w		0.73	
γ_{M1}		1.10	
χ_w		1.20	
$V_{ba,Rd}$	kN	2934	resistenza all'instabilità per taglio
V_{ed}	kN	640	taglio sollecitante di calcolo

Verifica a flessotorsione

Si omette la verifica a flessotorsione in quanto la piattabanda superiore, collegata in maniera solidale alla soletta, non ha possibilità di instabilizzarsi anche se compressa.

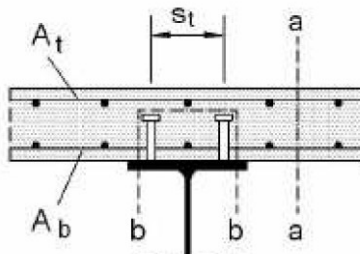
4.1.2.2 Progetto connettori

Il connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari al valore minimo tra la massima compressione in soletta $V_c = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ e la massima trazione nella trave d'acciaio $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$.

V_c	kN	10906	Massima compressione soletta
V_a	kN	20664	Massima trazione trave acciaio
V_{ld}	kN	9982	Forza di scorrimento a taglio
f_u	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	22	Lunghezza trave
Prd,a	kN	109.5	
Prd,c	kN	121.2	
Prd	kN	109.5	Resistenza singolo connettore
d	mm	22	Diametro connettore
n coppie		112	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	180	passo connettori

Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1 ϕ 18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a $0,002 \times A_c = 0,002 \times 250 \times 1000 = 500 \text{ mm}^2$. Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2018 per le due sezioni a-a e b-b.



Vsd	kN	640.00	
fck	Mpa	35.00	
fs,yk	Mpa	450.00	
r			
h		1.00	per calcestruzzi ordinari
gc		1.50	
g s		1.15	
hc	mm	250.00	
hp	mm	200.00	altezza piolo
n		2.00	numero file connettori
dp	mm	30.00	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000.00	sezione a-a
Acv	mmq	460000.00	sezione b-b
t rd	Mpa	0.37	
Ae	mmq	1524.00	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333.33	ok
Vrd b-b	kN	1027.02	ok

4.1.2.3 Verifica del traverso

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni di calcolo

FASl	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	0	0	0
2	310	285	0
3	200	160	3590
totale	510	445	3590

Verifica membrane inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrane inflesse e compresse			C4.2.4.1.3.3.1 metodo A
Ned	N	3590000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	510000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0,00	Momento flettente sollecitante di calcolo

γ_{M1}		1,05	
A	mmq	33120	area della profilato
L	mm	2200	lunghezza libera di inflessione
f_{yk}	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
W_y	mmc	7639000	modulo di resistenza elastico
W_z	mmc	1201000	modulo di resistenza elastico
I_y	mm ⁴	2482720000	momento di inerzia
I_z	mm ⁴	180190000	momento di inerzia
Ncr y	N	1063166837	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	77162158	Sforzo normale critico euleriano
λ_y		0,11	
λ_z		0,39	
α_{y-y}		0,34	
α_{z-z}		0,49	
ϕ_{y-y}		0,49	
ϕ_{z-z}		0,62	
χ_{y-y}		1,0337	
χ_{z-z}		0,9024	
χ_{min}		0,9024	
Verifica		0,553	

TRAVERSO			
Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	445	
Vrd	kN	1780	
Ved/Vrd		0,25	< 0,50 → non necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

Verifica di instabilità dell'anima soggetta a taglio

La verifica è eseguita ai sensi del § C4.2.4.1.3.4.1, considerando a favore di sicurezza il solo contributo offerto dall'anima.

d	mm	570	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		35.625	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		48.82	rapporto limite anima non irrigidita

Poiché è soddisfatta la disuguaglianza $\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$, non è necessaria la verifica ad instabilità per taglio.

4.1.2.4 Verifica a fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale. La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto *spettro di carico*, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione.

Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel §5.1.4.3 delle NTC.

Nelle verifiche si impiegheranno i delta di tensione di calcolo $\Delta\sigma_{i,d}$ ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro $\Delta\sigma_i$ per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica γ_{Mf} , definito nel seguito

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe $\Delta\sigma_C$, anch'essa definita nel seguito.

Tabella C4.2.XII – Coefficienti parziali γ_{Mf} per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$ o $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$, essendo N il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$, che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per $N=2 \times 10^6$ cicli.

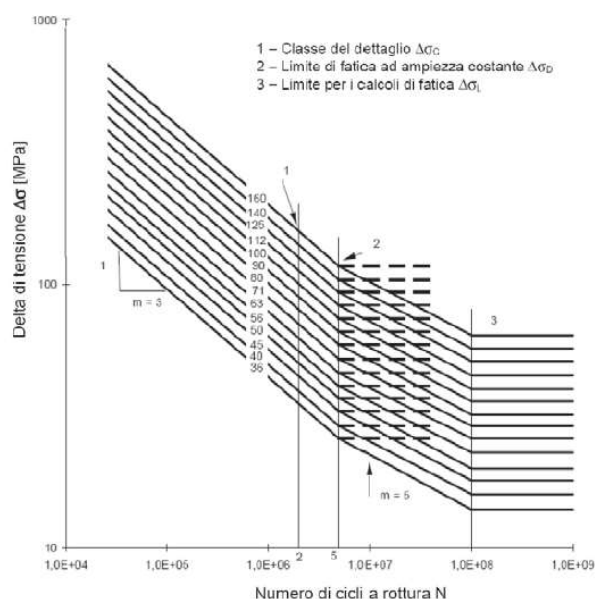


Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali

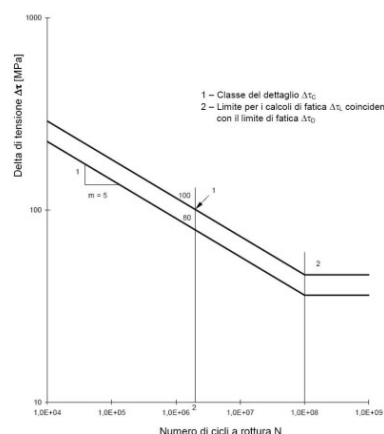


Figura C4.2.23 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

Per ogni elemento verificato si ricava il valore di delta di tensione come differenza tra il massimo sforzo σ_{pmax} , valutato allo slu per azioni permanenti, variabili e da traffico, e il minimo sforzo σ_{pmin} , valutato allo slu per azioni permanenti, con $\gamma_{MF} = 1,35$.

Elemento	Classe di dettaglio	Med,max [kNm]	σ_{pmax} [MPa]	Med,min [kNm]	σ_{pmin} [MPa]	$\Delta\sigma_e$ [MPa]	$\gamma_{MF} \Delta\sigma_e$ [MPa]	$\Delta\sigma_c$ [MPa]
Piattabanda superiore trave	160	3360	-16	1580	-7.54	-23.54	31.78	160
Piattabanda inferiore trave	160		120		56.5	63.50	85.72	160

Elemento	Classe di dettaglio	V_{max} [kN]	τ_{max} [MPa]	V_{min} [kN]	τ_{min} [MPa]	$\Delta\tau$ [MPa]	$\gamma_{MF} \Delta\tau$ [MPa]	$\Delta\tau_c$ [MPa]
Anima trave	100	640	48.78	320	24.39	24.39	32.93	100
Pioli Nelson	-	3180	28.39	1477	13.19	15.20	20.52	90

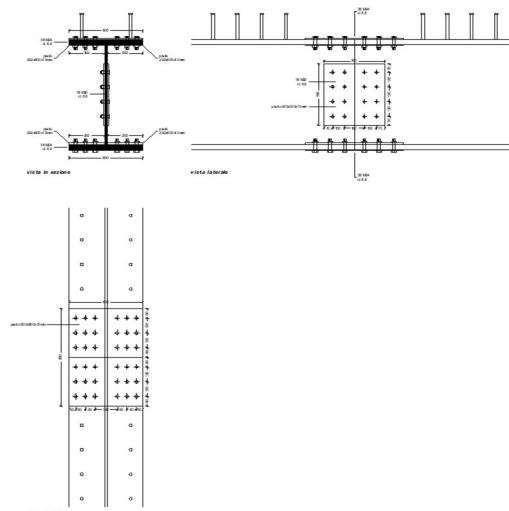
Nel caso dei pioli Nelson le azioni V_{max} e V_{min} sono da intendersi quali forze di scorrimento.

4.1.2.5 Unione di continuità trave principale

Viene dimensionato il giunto di continuità per la trave principale:

Dimensionamento per flessione

Momento resistente	kNm	7225
Altezza profilo	mm	900
Forza su bulloni d'ala	kN	8028
Bulloni M24 cl. 8.8		
Resistenza a taglio per p.t.	kN	135,6
Resistenza a rifollamento	kN	244,8
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone	kN	244,8
Numero minimo bulloni ala		33
Si prevedono n. 36 bulloni disposti sull'ala		



Verifica a trazione piattabanda

Diametro foro bullone	mm	26
Numero bulloni fila		6
Spessore piatto	mm	15
Larghezza piatto	mm	600
Area netta	mm ²	6660
Area lorda	mm ²	9000
Resistenza a trazione, f _{tk}	MPa	510
Resistenza plastica della sezione lorda (formula 4.2.6 delle NTC2018)	kN	3042
Resistenza a rottura della sezione netta (formula 4.2.7 delle NTC2018)	kN	2445
Resistenza della sezione indebolita dai fori, N _{trd}	kN	2445
Forza su singolo bullone	kN	223
Forza su bulloni per 3 file (18 bulloni)	kN	4014
Forza su singolo piatto, N _p	kN	2007
N _p < N _{trd}		VERO

Dimensionamento per taglio

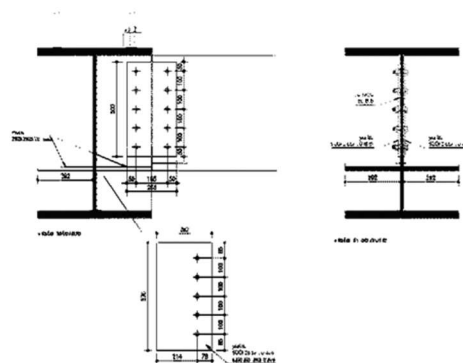
Taglio resistente	kN	2561
Bulloni M20 cl. 8.8		
Resistenza a taglio per p.t.	kN	94,08
Resistenza a rifollamento	kN	204
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone	kN	188,2
numero minimo bulloni anima		14
Si prevedono n. 16 bulloni disposti sull'anima		

Spessore piatto	mm	10
Altezza piatto	mm	500
Area lorda	mm ²	5000
Resistenza sezione piatto	kN	1690
Taglio su singolo piatto (n = 2)	kN	1281

4.1.2.6 Unione trave secondaria con trave principale

Viene dimensionata l'unione della trave secondaria (trasverso) con la trave principale:

Taglio sollecitante, Ved	kN	445
Eccentricità asse-baricentro bulloni	mm	300
Momento parassita	kNmm	133500
Forza su bullone per momento	kN	114
Forza su bullone per taglio	kN	44.5
Forza risultante sul bullone, Fb	kN	122
Diametro bulloni	mm	20
Classe bulloni		8.8
Spessore piatto	mm	10
Altezza piatto	mm	500
Resistenza a taglio per p.t.	kN	94,08
Resistenza a rifollamento	kN	204
numero piani di taglio		2
Resistenza bullone, Fvrd	kN	188,2
Fvrd > Fb		VERO
Area netta piatto	mm ²	3900
Tensione di snervamento	MPa	355
Taglio resistente piatto	kN	766
Vrd > Ved		VERO

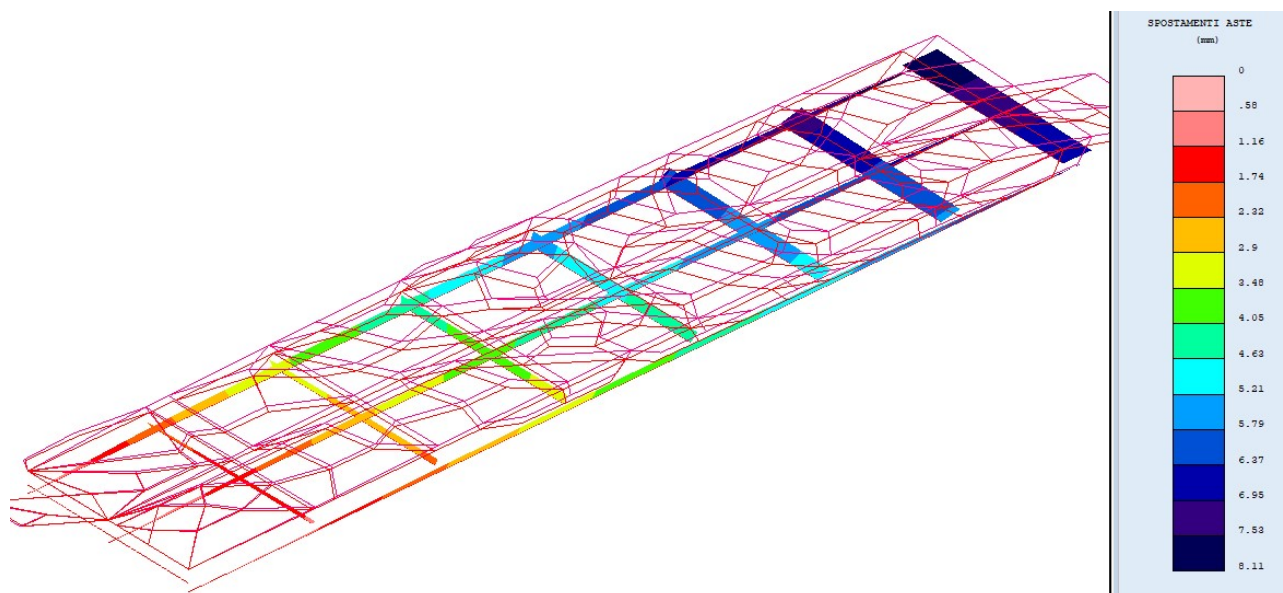


4.1.2.7 Appoggi e giunti

È stato valutato il valore massimo dello spostamento orizzontale longitudinale dovuto alle deformazioni termiche.

Spostamento orizzontale per deformazioni termiche		
α	C° ⁻¹	0.000012
ΔT	C°	30
L	mm	20200
ΔL	mm	7.272

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica ($\Delta_{\max} = 8.11\text{mm}$):



Le massime azioni in combinazione SLU trasmesse agli appoggi valgono:

Azione verticale	640 kN
Azione longitudinale	235 kN
Azione trasversale	215 kN

4.1.2.8 Ritegni sismici

Ritegni longitudinali

I ritegni sismici longitudinali lavorano a contrasto su baggioli con interposto cuscinetto in neoprene armato di diametro 150 mm. Il ritegno previsto è costituito da una mensola metallica in acciaio collegata alla piattabanda inferiore della trave metallica per mezzo di n. 6 bulloni M27; tra il ritegno ed il baggiolo è interposto un cuscinetto in neoprene di spessore 52 mm.

L'azione tagliante a cui è sottoposto il ritegno longitudinale è calcolato come:

$$F_{long} = M_{imp} \times \frac{a_g}{g} \times S \times \frac{1}{n_{travi}}$$

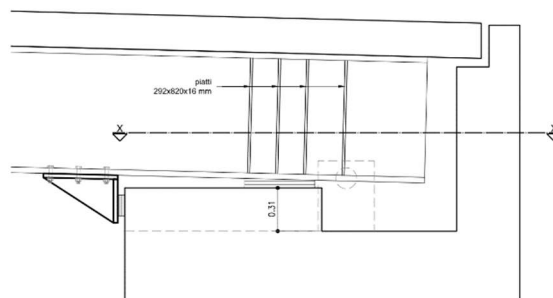
dove:

• Massa impalcato	M_{imp}	t	642.3
• A_g/g	-	-	0.212
• S	-	-	1.620
• n_{travi}	-	-	8
• F_{long}	t	27.57	
• F_{long}	kN	276	

La massa dell'impalcato è ricavata dal modello di calcolo in fase 3 sismica.

Si verifica il collegamento bullonato:

Taglio sollecitante, Ved	kN	276
Eccentricità asse-baricentro bulloni	mm	500
Momento parassita	kNmm	138.000
Forza su bullone per momento, F_b	kN	173
Forza su bullone per taglio, V_b	kN	46
Diametro bulloni	mm	27
Classe bulloni		8.8
Spessore piatto	mm	30
Altezza piatto	mm	500
Resistenza a taglio per p.t.	kN	176,3
Resistenza a rifollamento	kN	459
numero piani di taglio		1
Resistenza bullone, F_{vrd}	kN	176,3
$F_{vrd} > V_b$		VERO
Resistenza a trazione, F_{trd}	kN	264,4
$F_{trd} > F_b$		VERO
Verifica combinata taglio-trazione		0,728

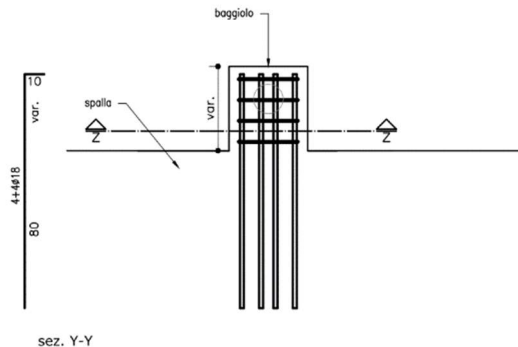


I ritegni sismici trasversali sono realizzati con baggioli in c.a. solidali con la spalla.
L'azione tagliante cui è sottoposto il ritegno longitudinale è calcolato come:

$$F_{trav} = M_{imp} \times \frac{a_g}{g} \times S / (n_{lati} \times n_{rit});$$

dove:

- Massa impalcato, M_{imp} t 642.3
- A_g/g - 0.212
- S - 1.620
- n° lati considerati, n_{lat} 2
- n° ritegni per lato, n_{rit} 8
- F_{trav} t 13.78
- F_{trav} kN 138
- Altezza ritegno, h_{rit} mm 540
- Momento $M_{trav} = F_{trav} \times h_{rit}$ kNmm 74520



Verifica a flessione:

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	3
2	8,04	32

Tipologia Sezione:
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali:
 B450C C35/45
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 13,5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 94,27 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 26,77 ‰
 d 32 cm
 x 3,7 x/d 0,1156
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

• Verifica a taglio:

DATI SEZIONE				
B [cm]	H [cm]	c [cm]		
35	35	3		
DATI MATERIALE				
Rck [kg/cm²]	fcd [kg/cm²]	fyd [kg/cm²]		
450	211,7	3913		
DATI ARMATURA A TAGLIO				
Asw [cm²]	n	a [°]	s [cm]	
0,5	2	90	10	
cotθ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]		
2,5	36,8	28,2		
			→	Vrd [t]
				28,2
cotθcorr [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]		
2,5	36,8	28,2		

•

4.1.2.9 Verifica di deformazione

La verifica di deformazione è stata condotta ai sensi del § 4.2.4.2.1 delle NTC2018.

Si ottengono i seguenti spostamenti per la trave di progetto più sollecitata:

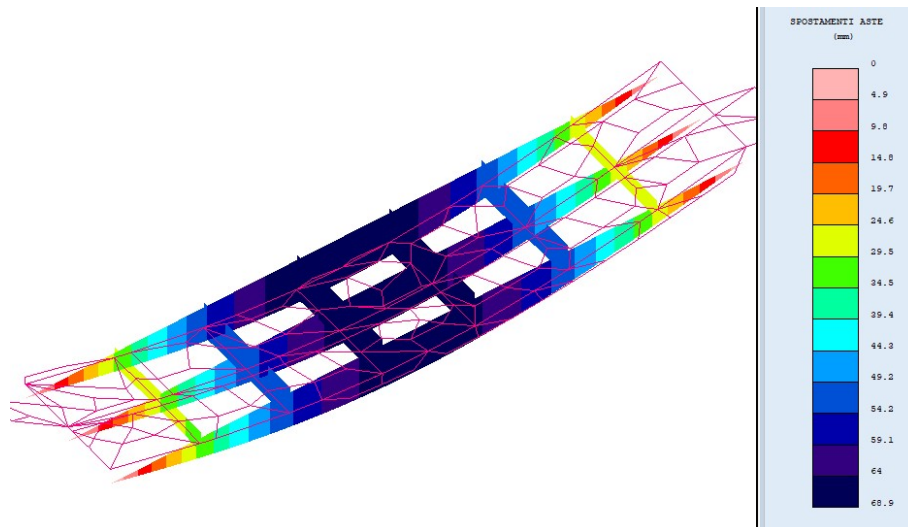


Figura 4-10. Deformazione totale $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (carichi permanenti più variabili)

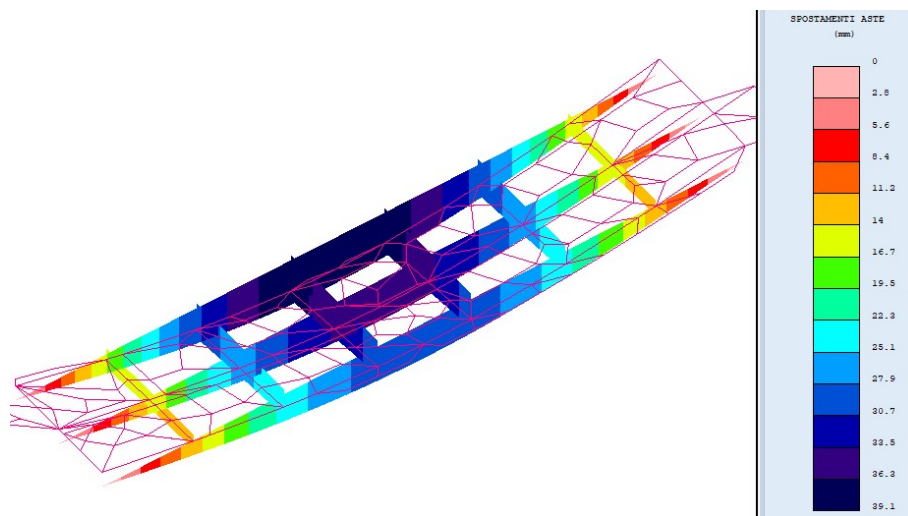


Figura 4-11. Deformazione δ_2 (carichi variabili)

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	68.9	
Deformazione δ_2	mm	39.1	$< L/300 = 67.4 \text{ mm}$
Contromonta δ_c	mm	0.0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	68.9	$< L/250 = 80.9 \text{ mm}$

4.1.3 Verifiche locali

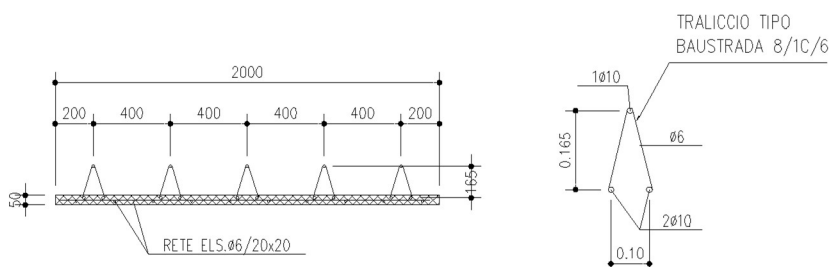
Sono state effettuate le verifiche locali della soletta a Flessione, Taglio e Punzonamento. I valori delle sollecitazioni massime di progetto sono stati ricavati da un apposito modello FEM.

Per tali verifiche locali sono stati considerati i seguenti carichi agenti sulla soletta:

- Peso proprio soletta
- Peso pacchetto stradale
- Cordolo in c.a. posto all'estremità dello sbalzo
- Sicurvia metallico
- Schema di carico due (tandem)
- Forza d'Urto su sicurvia in combinazione eccezionale

4.1.3.1 Verifica lastra predalle

Si verificano i tralicci delle lastre predalle per la fase di getto.



Caratteristiche dei tralicci

Altezza utile tralicci	m	0,165
Distanza ferri inferiori	m	0,100
Diametro ferri superiori	mm	10,000
Area ferri superiori	mm ²	78,540
Inerzia ferri superiori	mm ⁴	490,874
Diametro ferri inferiori	mm	10,000
Area ferri inferiori	mm ²	78,540
Inerzia ferri inferiori	mm ⁴	490,874
Interasse tralicci	m	0,400
Diametro ferri diagonali	mm	6,000
Area ferri diagonali	mm ²	28,274
Inerzia ferri diagonali	mm ⁴	63,617
Interasse diagonali	m	0,200
Tensione di calcolo acciaio, f _{yd}	MPa	391,300

Analisi dei carichi

spessore soletta	m	0,250
peso soletta	kN/m	6,250
Carichi accidentali di getto	kN/m	1,000
Luce tralicci in campata	m	1,500
Luce tralicci allo sbalzo	m	1,500

Verifica in campata

Momento positivo in campata	kNm	2,707
Taglio all'appoggio	kN	7,218
Sforzo normale al metro	kN	16,406
n. tralicci al metro di soletta		2,500
Sforzo normale nei correnti tesi	kN	6,562
Tensione corrente superiore teso	MPa	83,555 < f _{yd}
Sforzo normale corrente compresso, Ned	kN	6,562
Sforzo normale critico, Ncr	N	25435

Snellezza adimensionale, λ		1,179	
ϕ		1,435	
χ		0,444	
Sforzo normale resistente, Nbrd	kN	13,646	>Ned
numero diagonali al metro		10,000	
Sforzo normale su diagonale, Ned	kN	0,721	
Sforzo normale critico, Ncr	N	4843	
Snellezza adimensionale, λ		1,621	
ϕ		2,162	
χ		0,278	
Sforzo normale resistente, Nbrd	kN	3,080	>Ned
<u>Verifica allo sbalzo</u>			
Momento negativo sbalzo	kNm	11,194	
Taglio sbalzo	kN	14,925	
Sforzo normale al metro, Ned	kN	67,842	
n. tralicci al metro di soletta		2,500	
Sforzo normale nei correnti	kN	27,136	
Tensione corrente superiore teso	MPa	345,518	<fyd
Sforzo normale corrente compresso, Ned	kN	13,568	
Sforzo normale critico, Ncr	N	25435	
Snellezza adimensionale, λ		1,179	
ϕ		1,435	
χ		0,444	
Sforzo normale resistente, Nbrd	kN	13,646	>Ned
numero diagonali al metro		10,000	
Sforzo normale su diagonale, Ned	kN	1,492	
Sforzo normale critico, Ncr	N	4843	
Snellezza adimensionale, λ		1,621	
ϕ		2,162	
χ		0,278	
Sforzo normale resistente, Nbrd	kN	3,080	>Ned

4.1.3.2 Verifica soletta in campata

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in campata vengono ricavate dal modello di calcolo a graticcio di travi già utilizzato per l'impalcato e considerando i carichi da traffico della fase 3.

Si riportano a seguire alcuni color map delle tensioni ricavate dal calcolo (è stato effettuato un crop per rappresentare solo la soletta di progetto):

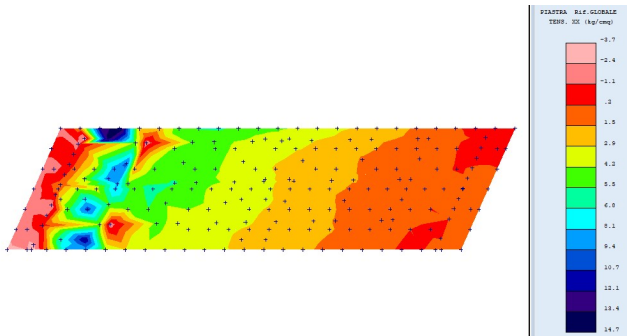


Figura 4-12. Tensore σ_x per carico all'estremità

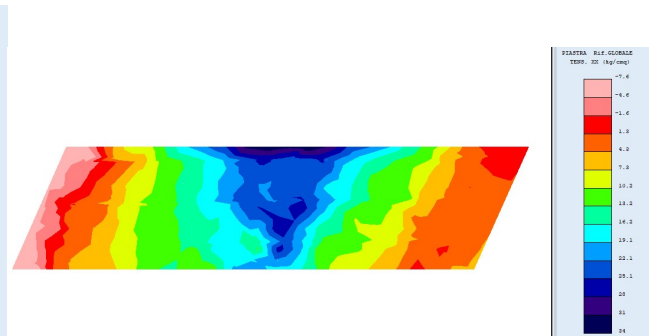


Figura 4-13. Tensore σ_x per carico in mezzeria

L'armatura calcolata dal software è una rete di $1\phi 18/15$ cm, superiore ed inferiore. Non è necessario disporre armatura specifica a taglio. Il software effettua anche la verifica per punzonamento.

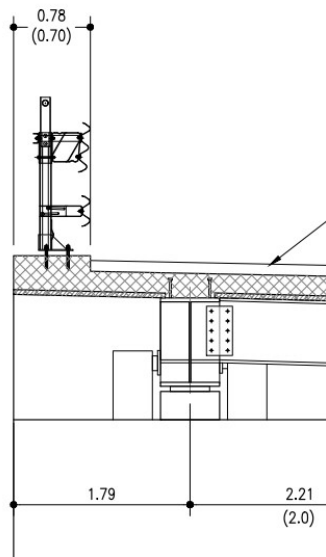
Si riporta la verifica a flessione e taglio della soletta agli slui:

S.L.U. – AZIONI S.L.V. – VERIFICA PIASTRE – QUOTA: 1 ELEMENTO: 1

Quo N. r	P. Nr	Nod3d N. r	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	ec x *10000	ec y *10000	ef x *10000	ef y *10000	Ax s ----- cm²	Av s ----- cm²	Ax i ----- cm²	Av i ----- cm²	Atag ----- cm²	σt kg/cm²	eta mm	Fpuz. kg	FonzLi kg	Apuz. cm²
1	1	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
2	2	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
3	3	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
4	4	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
5	5	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
6	6	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
7	7	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
8	8	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
9	9	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
10	10	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
11	11	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
12	12	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
13	13	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
14	14	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
15	15	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
16	16	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
17	17	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
18	18	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
19	19	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
20	20	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
21	21	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
22	22	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
23	23	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
24	24	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
25	25	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
26	26	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
27	27	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
28	28	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
29	29	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
30	30	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
31	31	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
32	32	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
33	33	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
34	34	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
35	35	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
36	36	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
37	37	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
38	38	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
39	39	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
40	40	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
41	41	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
42	42	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
43	43	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
44	44	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
45	45	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
46	46	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
47	47	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
48	48	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
49	49	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
50	50	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
51	51	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
52	52	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
53	53	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
54	54	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
55	55	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
56	56	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
57	57	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
58	58	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
59	59	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
60	60	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
61	61	13	0	0	0	-37.7	-1.6	-1.6	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7	14.7
62	62	13	0	0	0	-37.7	-1.6															

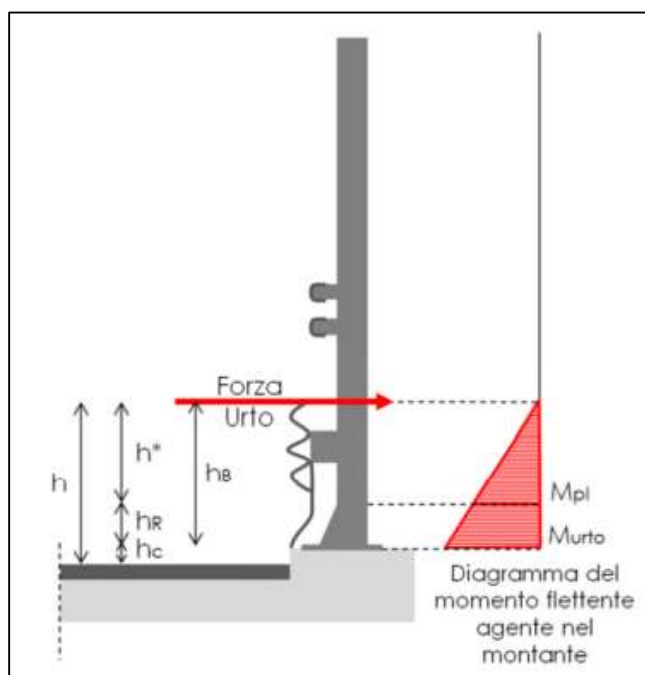
4.1.3.3 Verifica soletta allo sbalzo

Si verifica la soletta a sbalzo sotto rappresentata attraverso un opportuno modello di calcolo descritto a seguire.



Sono stati considerati i seguenti carichi:

- I pesi propri sono stati assegnati automaticamente dal modello di calcolo in funzione degli spessori della soletta e del cordolo di coronamento;
- Il peso della pavimentazione stradale è stato assegnato al modello di calcolo mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito. Tale valore è stato stimato pari a 22kN/m^3 per un'altezza di 10cm e applicato come carico uniformemente distribuito su tutta la superficie in cui risulta essere presente;
- Il carico verticale dovuto al peso delle barriere è stato applicato assegnando carichi puntuali ai montanti. Tale valore è stato stimato a favore di sicurezza pari a 1kN/m , considerando un interasse tra i montanti di 1,5 m;
- L'azione dell'urto è stata modellata assegnando una forza orizzontale ai tre montanti che si ipotizzano plasticizzati. La forza ed il momento agenti sulla soletta sono calcolate come segue:



$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g =$	34,01	kNm
$A_{sez_mont} =$	1200	mm ²
$f_y =$	235	MPa
$d_g =$	120,6	mm
$F_{urto} = M_{pl} / h^* =$	44,75	kN
$h = h_C + h_B =$	1000	mm
$h_R =$	190	mm
$h_C =$	50	mm
$h_B = h - h_C =$	950	mm
$h^* = h - h_R - h_C =$	760	mm
$M_{urto} = F_{urto} \times h_B =$	42,51	kN

L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovrarresistenza di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.

$$\gamma_{urto} = 1,5$$

$$H_{sd} = 67,12 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 63,77 \text{ kN}$$

- L'impronta del carico mobile è stata assegnata mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito. Si considera il peso di 200 kN della singola ruota del carico LM2.

Si sono considerate le seguenti combinazioni di calcolo:

Condizione di carico	SLU	ECC
Permanente proprio e portato	1.35	1.00
Azione urto	0.00	1.00
Azione da traffico (schema 2)	1.35	0.20

Si riportano il modello di calcolo ed i principali risultati:

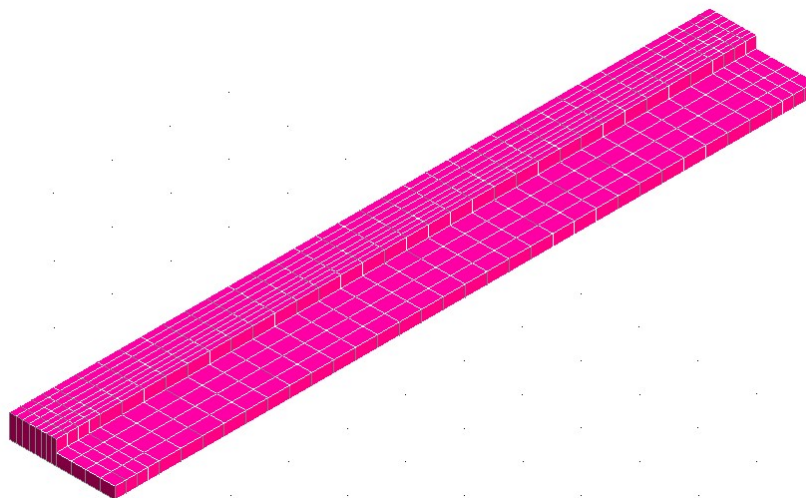


Figura 4-14. Modello di calcolo

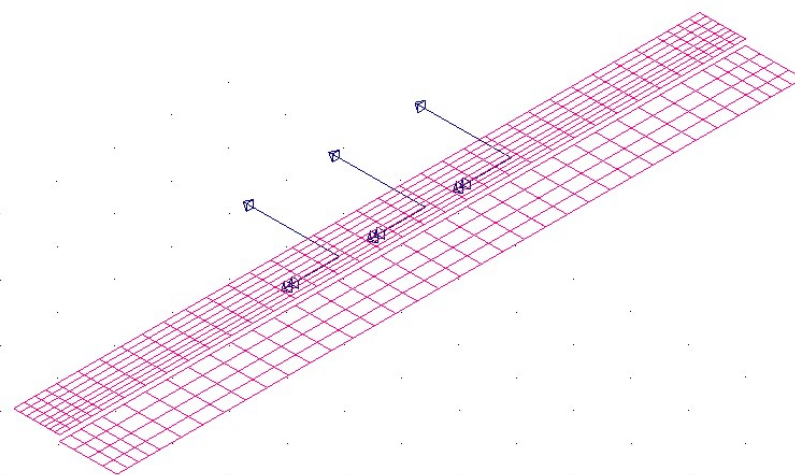


Figura 4-15. Forza orizzontale e momento di trasporto in campata

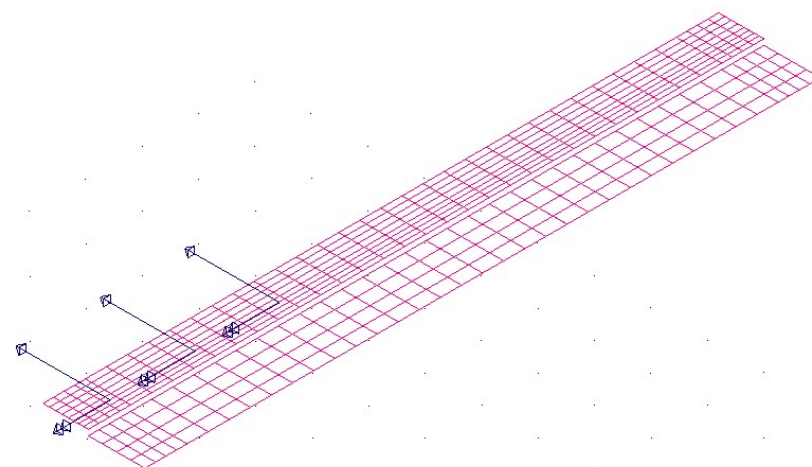


Figura 4-16. Forza orizzontale e momento di trasporto in prossimità giunto

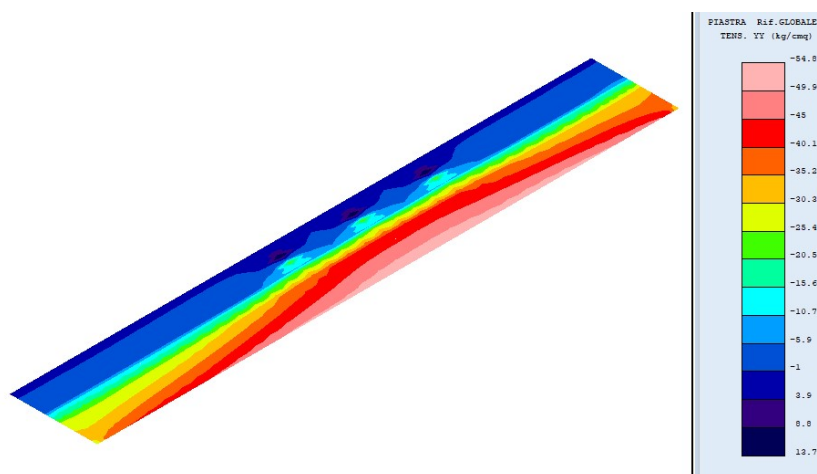


Figura 4-17. Mappa tensionale urto in campata

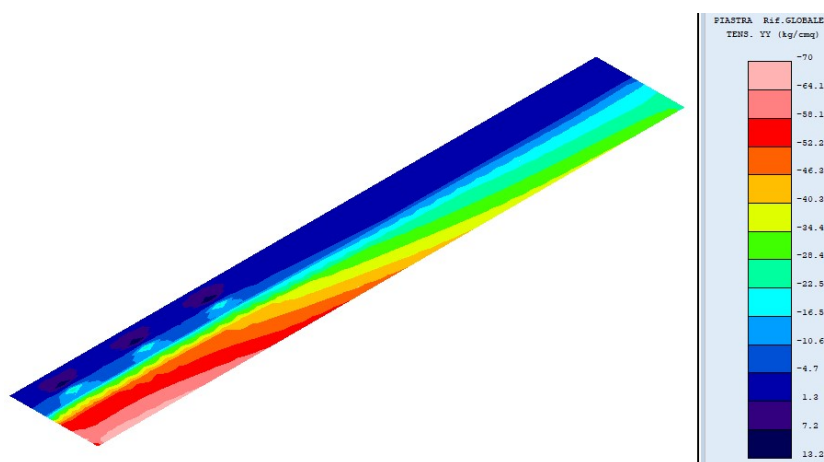


Figura 4-18. Mappa tensionale urto in prossimità del giunto

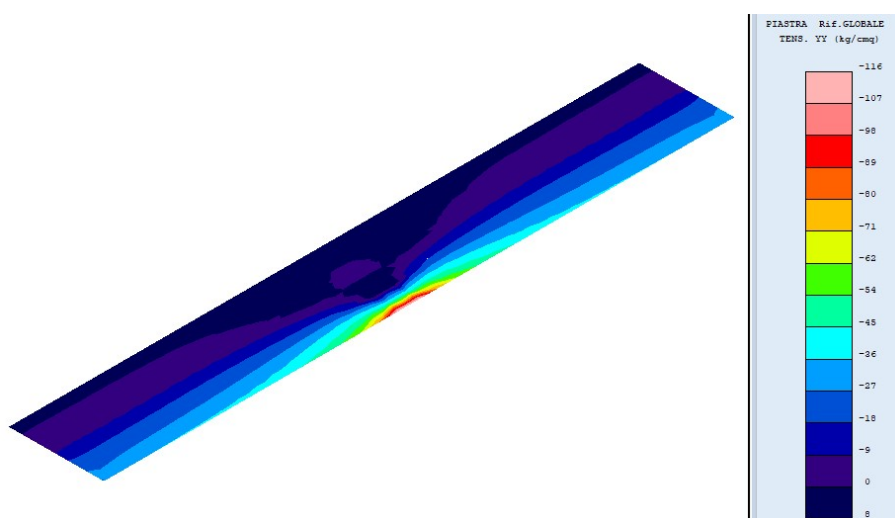


Figura 4-19. Mappa tensionale per impronta di carico in campata

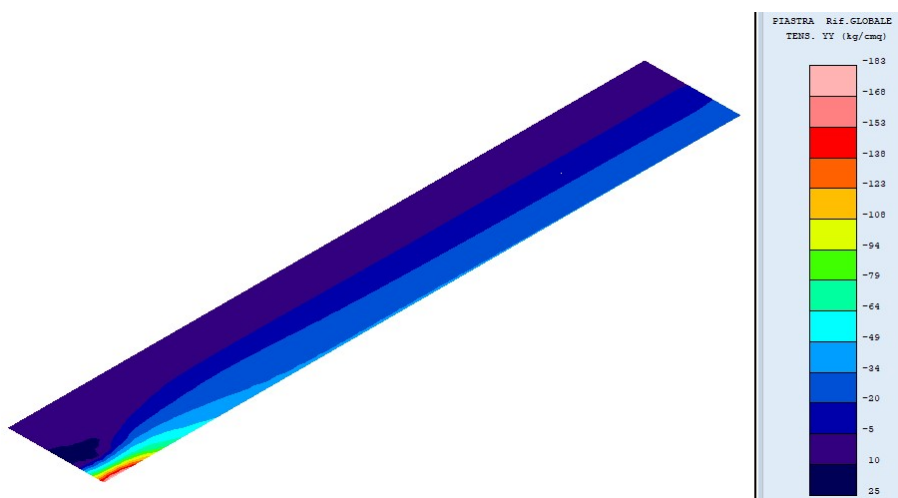


Figura 4-20. Mappa tensionale per impronta di carico in prossimità del giunto

Si riepilogano le sollecitazioni al metro lineare, prevedendo una sezione di verifica della soletta pari a 1 m (considerando le combinazioni di calcolo per Nmax e per Mmax):

Combinazione di calcolo	M [kNm/m]	N [kN/m]	Vmax [kN/m]
Mmax	122	-42.4	23.4
Nmax	80.7	-191.4	

Si verifica la soletta a tensoflessione con le seguenti armature disposte:

$$A_{sup} = 1\emptyset 18/15$$

$$A_{inf} = 1\emptyset 18/15$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -42.4 0 kN

M_{Ed} 122 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 130.4 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 20.09 ‰

d 22 cm

x 3.263 x/d 0.1483

δ 0.7

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -191.4 0 kN

M_{Ed} 80.7 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviato

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19.83 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8

τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 116.1 kNm

σ_c -19.83 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 22.34 ‰

d 22 cm

x 2.98 x/d 0.1355

δ 0.7

Si verifica la soletta a taglio.

DATI SEZIONE			
B [cm]	H [cm]	c [cm]	Along [cm²]
100	25	3	16,93
DATI MATERIALE			
Rck[kg/cm²]	fck [kg/cm²]		
450	373,5		
CALCOLO			
k	ρl	vmin	
1,95	0,007	0,584	
Vrd [kg]	> Vrd min [kg]		
15138	12848		

4.2 IMPALCATO ESISTENTE

4.2.1 Analisi strutturale

4.2.1.1 Modello FEM

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi e da una soletta schematizzata con elementi shell con lo scopo di ripartire i carichi.

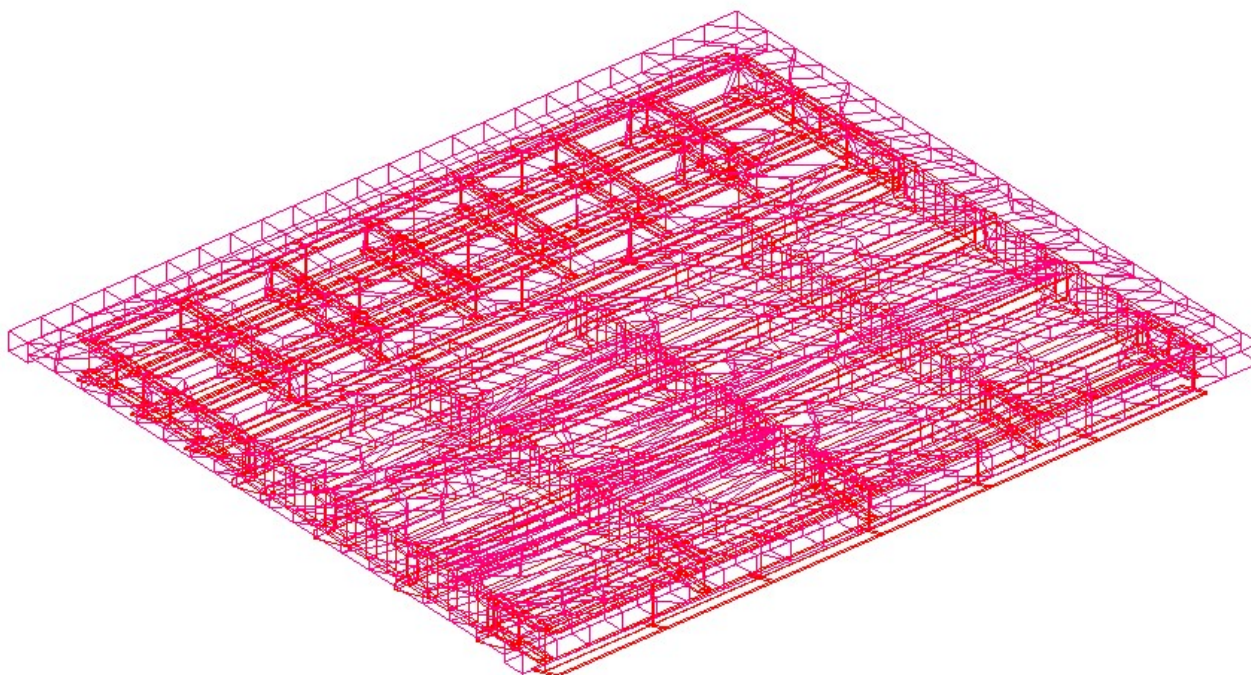


Figura 4-21. Modello FEM

4.2.1.2 Analisi del modello

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.5, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli involuipi delle sollecitazioni delle diverse combinazioni di carico, in modo da dare in output direttamente i valori massimi e minimi dell'azione tagliante e del momento flettente per ogni elemento del modello.

4.2.2 Verifiche

4.2.2.1 Verifica travi impalcato anni '60

- Verifica SLU

Si riportano a seguire i diagrammi del momento flettente e del taglio:

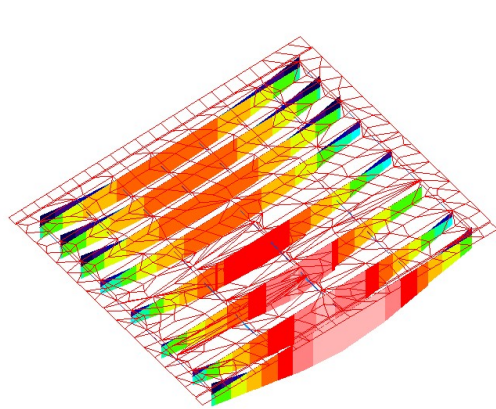


Figura 4-22. Involuppo Mx [tm]

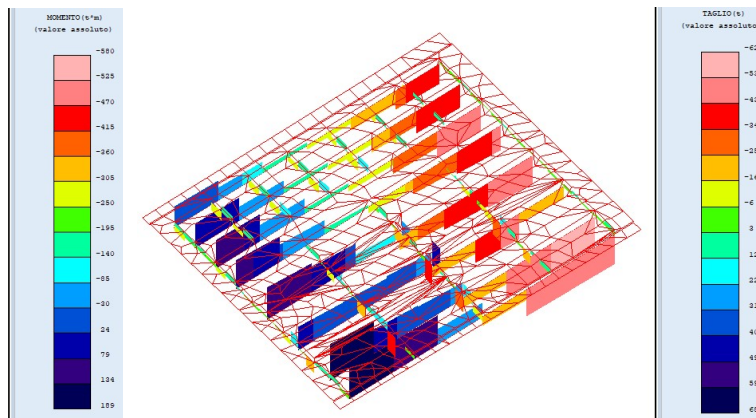


Figura 4-23. Involuppo Ty [t]

- Cadute di tensione delle armature da c.a.p.

Cadute di tensione per rilassamento (NTC2018 §11.3.3.3)

Classe di armatura		2
σ_{pi}	Mpa	1100
ρ_{1000}		2,5
f_{pk}	MPa	1400
μ		0,79
t	h	525600
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		5,7%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	78.42

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

$T =$	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
$A_{trefoli} =$	4,62	cmq	area trefoli
$A_{trave} =$	5250,00	cmq	area trave c.a.p.
$JG_{trave} =$	6,286E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
$e_{trefoli} =$	40	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
$k =$	2,34		$(1 + e^2 / JG_{trave} \times A_{trave})$
$n =$	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$\Delta\sigma_p =$	13,39	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

Cadure di tensione per ritiro (NTC2018 §11.2.10.6)

Tab. 11.2.Va – Valori di ε_{co}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$A_c =$	5250	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	50	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	0,7		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\varepsilon_{co} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
f_{ck}	51,6	Mpa	
$\varepsilon_{ca,inf}$	0,000058		deformazione da ritiro autogeno
ε_{cs}	0,000298		deformazione totale da ritiro
$E_p =$	205000	MPa	modulo elastico trefoli
$\Delta\sigma_p =$	61,09	MPa	caduta di tensione per ritiro

Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2018 §11.2.10.7)

Tab. 11.2.VI – Valori di ϕ (∞ , t_0). Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tab. 11.2.VII - Valori di ϕ (∞ , t_0). Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$ mm	$h_0 = 300$ mm	$h_0 \geq 600$ mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
≥ 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

$A_c =$	5250	cmq	area trave
$u =$	300	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	35	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$UR =$	75	%	
$t_0 =$	30	giorni	
ϕ (inf, t_0) =	2,3		coeff. di viscosità
$n =$	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$\sigma_{c,el} =$	7,2	Mpa	tensione del cls a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	99,36	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità $= \phi \times n \times \sigma_{c,el}$

Cadute di tensione totali

Rilassamento	78.42	MPa
Def. elastica	13,39	MPa
Ritiro	61,09	MPa
Viscosità	99,36	MPa
Cadute totali	252.26	MPa
Rapporto cadute/tiro iniziale	22.93%	

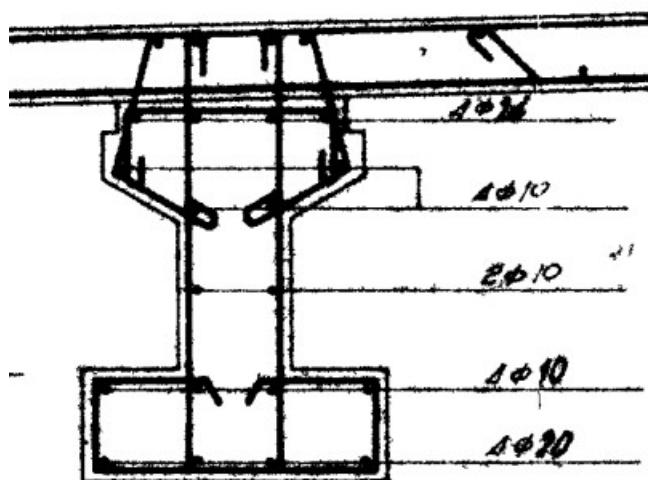
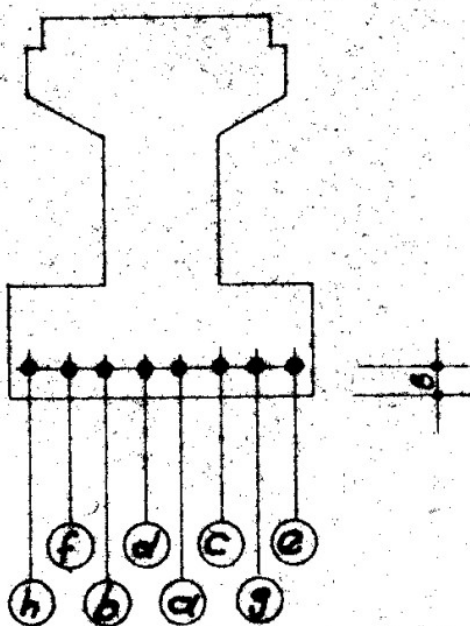
• Verifica della trave in c.a.p.

Verifica a Flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a $M_{ed}=5420$ kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzera dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 8 cavi costituiti da $12\phi 7$ mm e $18\phi 7$ mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da $4\phi 20$.

SEZIONE IN MEZZERIA (1:20)



Titolo : _____

N° Vertici 16 **Zoom** **N° barre** 1 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-150	120
2	-150	100
3	-40	100
4	-40	85
5	-15	73
6	-15	33

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	15.21	0	4

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 1 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sp} [MPa]
1	46.15	0	8	848

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 **0** kN
M xEd 0 **0** kNm
M yEd 0 **0** kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 260 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 34.51
 E_s - f_{cc} - ?
 ϵ_{syd} 1.3 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M xRd 6,486 kN m
 σ_c -34.51 N/mm²
 σ_s 260 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 54.13 ‰
 d 116 cm
 x 7.045 x/d 0.06074
 δ 0.7

Tipo cavo
 Trefolo
 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1,200 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

σ_{sp} 1,200 N/mm²
 ϵ_{sp} 56.38 ‰ compresa predef.

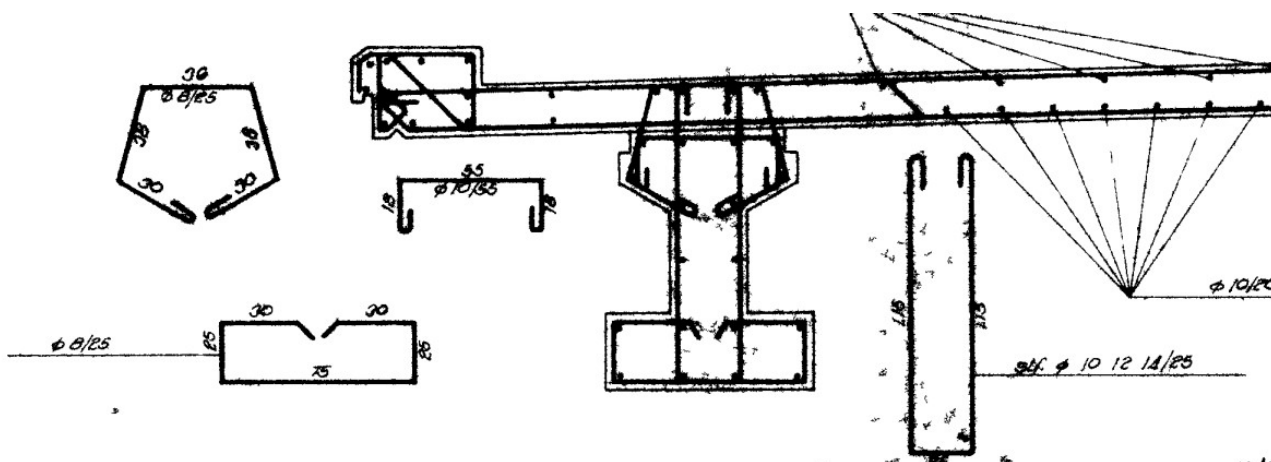
☒ Precompresso

Figura 4-24. Momento resistente in campata

Il massimo momento resistente è pari a $M_{rd}=6486$ kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata secondo NTC18 4.1.2.3.5.2, considerando il contributo delle staffe $\Phi 14/25$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio.



Per la verifica a taglio delle travi si considera solo il contributo offerto dall'anima della trave, verificando la sezione rettangolare avente le dimensioni descritte di seguito.

DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	120	5

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
34.51	259.99

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
3.08	2	90	25

cot θ [°]	Vr _{cd} [t]	Vr _{sd} [t]		Vr _d [t]
2,5	186.2	82,8	→	82.8

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 828 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=660 kN. La verifica è soddisfatta.

5 ANALISI SPALLE

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO”) e di nuova realizzazione (“AMPLIAMENTO 2”) sono calcolate indipendentemente e in base alle sollecitazioni agenti sull’impalcato e direttamente sulle spalle stesse (in particolare, la spinta del terreno ed il sovraccarico accidentale spingente, in condizioni statiche e sismiche).

Le spalle presentano rigidità nella direzione trasversale molto superiore rispetto a quella nella direzione longitudinale. A fronte di quanto appena esposto, si conducono le verifiche solo per le azioni agenti nella direzione longitudinale e per metro di lunghezza.

5.2 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)

Nel seguito si riportano le analisi per la Spalla Carreggiata NORD direzione Rimini che, a fronte di:

- uguale altezza ed estensione trasversale del paramento;
- uguale estensione longitudinale dell’avanzaterra di fondazione ed estensione trasversale del plinto di fondazione;

presenta il minor numero di pali di fondazione.

5.2.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle dell'ampliamento 2.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		9.07	[m]	Larghezza zattera	
L2		6.85	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		2.22	[m]	Sbalzo zattera	
B		10.87	[m]	Lunghezza zattera	
b1		4.87	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.60	[m]	Spessore paramento	
b3		4.40	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		2.55	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		1.00	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H _{TOT}		11.04	[m]	Altezza totale	
H1		1.20	[m]	Spessore zattera	
H2		7.28	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		1.10	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.46	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.40	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		9.34	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.73	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN CARPENTERIA METALLICA + SOLETTA C.A.			
B _{tot}		20.85	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		6.85	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		20.21	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		3.00		Numero travi principali	
i _T		2.00	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.06	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		4.00	[m]	Lunghezza trasversi	
n _{tr}		8.00		numero trasversi compresi quelli di testata	
A _{tr}		0.03	[m ²]	sezione trasverso	
H _{sol}		0.25	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.11	[m]	spessore pavimentazione	
H _{cord_sic}		0.15	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		0.70	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H _{cord_FOA}		0.00	[m]	altezza cordolo FOA	
B _{cord_FOA}		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H _{FOA}		0.00	[m]	altezza FOA	
sb _{FOA}		0.00	[m]	aggetto FOA	

Figura 5-1. Dimensioni geometriche spalla

L'immagine seguente individua i principali punti rispetto ai quali sono state condotte le analisi:

- punto P: in corrispondenza sezione di stacco da fondazione per verifica strutturale paramento
- punto G: baricentro della zattera di fondazione, in corrispondenza dell'intradosso della stessa, per la determinazione delle sollecitazioni risultanti ai fini del calcolo della palificata

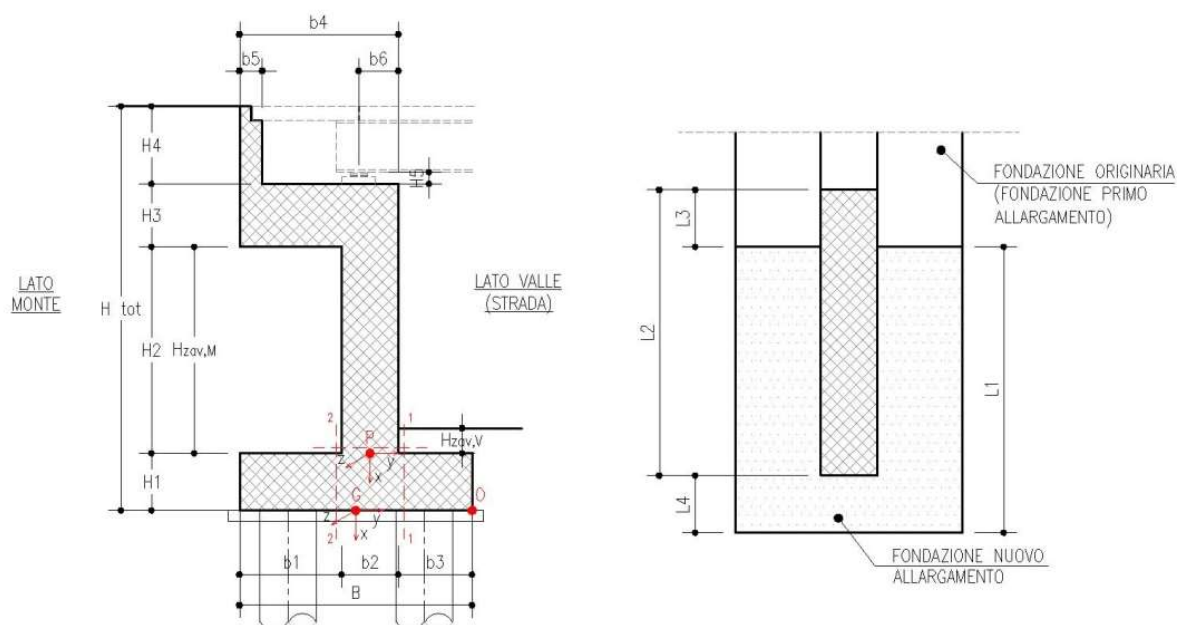


Figura 5-2. Sistema di riferimento

Caratteristiche dei materiali					
γ_{cls}		25	[kN/m ³]		
γ_{steel}		78.5	[kN/m ³]		
γ_{pav}		22	[kN/m ³]		
q		20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]		
φ' (M1)		35	[°]		
φ' (M2)		29.26	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		19	[kN/m ³]		
φ		26	[°]		
c'		0	[kPa]		

CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:			Opera 89T		
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_c^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_s	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.63	1.00	0.345
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.345		
Coefficiente sismico orizzontale		k_v	0.172		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	22.60	0.39			
φ - M1	35.00	0.61			
φ - M2	29.26	0.51			
k_{AE} - M1	0.60				
k_{AE} - M2	0.74				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	16.38	0.29			
φ - M1	35.00	0.61			
φ - M2	29.26	0.51			
k_{AE} - M1	0.47				
k_{AE} - M2	0.58				

5.2.2 Analisi strutturale del paramento

5.2.2.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO PARAMENTO		SOLLECITAZIONI VERIFICA PARAMENTO		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.78	-0.2	95	0	19
Cordolo	-8.78	-0.2	4	0	1
FOA	-8.78	-0.2	10	0	2
Guardrail	-8.78	-0.2	2	0	0
Pavimentazione	-8.78	-0.2	22	0	4
Vento	-8.78	-0.2	1	0	0
Neve	-8.78	-0.2	0	0	0
Tandem 1	-8.78	-0.2	145	0	29
Tandem 2	-8.78	-0.2	1	0	0
Distribuito	-8.78	-0.2	51	0	10
Frenatura	-8.78	-0.2	0	20	-175
Resistenza passiva dei vincoli	-8.78	-0.2	0	7	-58
Sisma dir. oriz.	-8.78	-0.2	0	108	-951
Sisma dir. vert.	-8.78	-0.2	30	0	6

Figura 5-3. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Impalcato

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.64	0.00	291.20	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-7.83	-0.48	70.13	0.00	33.31
Paraghiaia	-9.11	-1.55	14.60	0.00	22.63
TOTALE			376	0	56

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Zavorra a tergo	0.00	0.00	0	0	0

(C3): Spinta delle terre - riposo

(C3): Spinta delle terre - riposo				H _{SPINTA} [m]	9.84	
Comb.	k0	x _p [m]	y _p [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
M1	0.43	-3.28	0.00	0	413	-1354

(C4): Sovraccarico accidentale

			q [kN/m ²]	20	
--	--	--	--------------------------	----	--

Componente verticale	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	0.00	0	0	0

Componente orizzontale	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4b)	-4.92	0.00	0	84	-413

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

			k_h	0.3445	
			k_v	0.17225	

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.64	0.00	-50.16	100.32	-365.16
Cordolo in c.a.	-7.83	-0.48	-12.08	24.16	-194.90
Paraghiaia	-9.11	-1.55	-2.51	5.03	-49.72
Zavorra a tergo	-4.67	-3.24	0.00	313.42	-1463.76
TOTALE			-65	443	-2074

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento c.a.	-3.64	0.00	50.16	100.32	-365.16
Trave in c.a.	-7.83	-0.48	12.08	24.16	-183.42
Paraghiaia in c.a.	-9.11	-1.55	2.51	5.03	-41.92
Zavorra a tergo	-4.67	-3.24	0.00	313.42	-1463.76
TOTALE			65	443	-2054

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.60	262.39	481.17	219	-4.92	-1076

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.47	262.39	536.29	274	-4.92	-1348

Figura 5-4. Analisi dei carichi agenti sul paramento da Sottostruttura

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	132	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	376	0	56	0	0	0	0	413	-1354	0	0	0
Totale	508	0	82	0	0	0	0	413	-1354	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	145	0	29	1	0	0	51	0	10
Sottostruttura	0	84	-413	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	84	-413	145	0	29	1	0	0	51	0	10
RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	20	-175	0	7	-58	0	0	0	1	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	20	-175	0	7	-58	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	-30	108	-957	30	108	-945	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-65	443	-2074	65	443	-2054	0	219	-1076	0	274	-1348
Totale	-94	551	-3031	94	551	-3000	0	219	-1076	0	274	-1348

Figura 5-5. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.2.2.2 Combinazioni di calcolo

Nome	Descrizione			γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Figura 5-6. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DESCRIZIONE	sismica		Rara		frequente			
	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-7. Coefficienti per combinazioni di calcolo per verifica paramento

5.2.2.3 Sollecitazioni di calcolo risultanti

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
N _{Ed} [kN/m]	686	952	861	715	508	774	683	537
V _{Ed} [kN/m]	680	680	706	706	680	680	706	706
M _{Ed} [kNm/m]	-2353	-2300	-2554	-2583	-2382	-2329	-2582	-2612
DESCRIZIONE	sismica		Rara				frequente	
	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
N _{Ed} [kN/m]	642	453	508	705	638	529	508	638
V _{Ed} [kN/m]	1261	1206	503	503	523	523	482	482
M _{Ed} [kNm/m]	-5752	-5512	-1743	-1704	-1892	-1913	-1640	-1614

Figura 5-8. Sollecitazioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.2.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø26/10 cm + 1Ø26/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: (1+1)Ø20/20 cm
- Spilli: 1Ø16/20x40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 9.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Paramento

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Paramento

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	53.09	143.2
3	53.09	153.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 642 kN
M_{Ed}: 5752 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm]: xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 18.13 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114

M_{xRd}: 6'135 kNm

σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 15.33 ‰
d: 153.2 cm
x: 28.48 x/d: 0.1859
ξ: 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Si riporta, per completezza, il valore del momento resistente per entrambe le combinazioni sismiche.

	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	F _s = M _{Ed} /M _{Rd}
COMB 9	642	5752	6135	0.938
COMB 10	453	5512	6028	0.914

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	33.2	
f_{cd} [MPa] =	18.81	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	2.17				
f_{ctd} [MPa] =	1.45	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)			
<i>Verifica del conglomerato</i>					
H [mm] =	1600	Altezza della sezione			
d [mm] =	1532	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
α_c =	1	1 per N=0			
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633		
θ =	45	inclinazione fessura	0.78539816		
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17				
$\cotg\theta$ =	1.00	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	6484.96	Resistenza a compressione bielle			
		$=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$			
<i>Verifica dell'acciaio</i>					
A_{sw} [mmq] =	502.65	Ø16/40	area staffe		
s [mm] =	200		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	1355.99	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			
V_{Rd} [kN] =	1355.99	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	1261.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

Verifica a fessurazione della sezione di incastro

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 15.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Paramento

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Paramento

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	53.09	143.2
3	53.09	153.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 508 kN
M_{xEd} 0 1640 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333 ‰
τ_{c1} 2.114 ‰

σ_c -4.669 N/mm²
σ_s 103.2 N/mm²

ε_s 0.5161 ‰
d 153.2 cm
x 61.92 x/d 0.4042
δ 0.9453

Verifica

N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 194 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

Si riporta, per completezza, il valore delle tensioni per entrambe le combinazioni Frequente.

	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]
COMB 15	508	1640	-4.67	103.20
COMB 16	638	1614	-4.67	96.33

5.2.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.2.3.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per metro lineare di spalla ottenuti da una analisi semplificata dell'impalcato (il momento flettente è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN FONDAZIONE		SOLLECITAZIONI VERIFICA FONDAZIONE		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-9.98	0.035	95	0	-3
Cordolo	-9.98	0.035	4	0	0
FOA	-9.98	0.035	10	0	0
Guardrail	-9.98	0.035	2	0	0
Pavimentazione	-9.98	0.035	22	0	-1
Vento	-9.98	0.035	1	0	0
Neve	-9.98	0.035	0	0	0
Tandem 1	-9.98	0.035	145	0	-5
Tandem 2	-9.98	0.035	1	0	0
Distribuito	-9.98	0.035	51	0	-2
Frenatura	-9.98	0.035	0	20	-198
Resistenza passiva dei vincoli	-9.98	0.035	0	7	-66
Sisma dir. oriz.	-9.98	0.035	0	108	-1081
Sisma dir. vert.	-9.98	0.035	30	0	-1

Figura 5-9. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Impalcato (punto G)

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Fondazione		-0.60	0.00	326.10	0.00	0.00	
Paramento		-4.84	0.24	291.20	0.00	-68.43	
Cordolo in c.a.		-9.03	-0.24	70.13	0.00	16.83	
Paraghiaia		-10.31	-1.32	14.60	0.00	19.20	
Zavorra lato valle		-1.57	3.24	64.24	0.00	-207.82	
TOTALE				766	0	-240	
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Zavorra a tergo		-5.87	-3.00	910	0	2729	
(C3): Spinta delle terre - riposo				H _{SPINTA} [m]	11.04		
Comb.	k ₀	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
M1	0.43	-3.68	0.00	0	520	-1913	
M2	0.51	-3.68	0.00	0	623	-2293	
(C4): Sovraccarico accidentale				q [kN/m ²]	20		
Componente verticale		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-3.00	97	0	292	
Componente orizzontale		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-5.52	0.00	0	94	-520	
Sovr. accidentale (4b) M2		-5.52	0.00	0	113	-623	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				k _h	0.345		
				k _v	0.172		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Fondazione		-0.60	0.00	-56.17	112.34	-67.40	
Paramento		-4.84	0.24	-50.16	100.32	-473.75	
Cordolo in c.a.		-9.03	-0.24	-12.08	24.16	-221.05	
Paraghiaia		-10.31	-1.32	-2.51	5.03	-55.16	
Zavorra a tergo		-5.87	-3.00	-156.71	313.42	-2309.99	
Zavorra lato valle		-1.57	3.24	-11.07	22.13	1.16	
TOTALE				-289	577	-3126	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Fondazione c.a.		-0.60	0.00	56.17	112.34	-67.40	
Paramento c.a.		-4.84	0.24	50.16	100.32	-497.33	
Trave in c.a.		-9.03	-0.24	12.08	24.16	-215.25	
Paraghiaia in c.a.		-10.31	-1.32	2.51	5.03	-48.55	
Zavorra a tergo		-5.87	-3.00	156.71	313.42	-1369.73	
Zavorra lato valle		-1.57	3.24	11.07	22.13	-70.43	
TOTALE				289	577	-2269	
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k _a	k _{AE}	S _a [kN/m]	S _{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x _G [m]	M _z [kNm/m]
M1	0.27	0.60	330.29	605.68	275	-5.52	-1520
M2	0.34	0.74	418.59	750.01	331	-5.52	-1829
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k _a	k _{AE}	S _a [kN/m]	S _{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x _G [m]	M _z [kNm/m]
M1	0.27	0.47	330.29	675.07	345	-5.52	-1903
M2	0.34	0.58	418.59	825.22	407	-5.52	-2245

Figura 5-10. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Sottostuttura (punto G)

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	132	0	-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	766	0	-240	910	0	2729	0	520	-1913	97	0	292
Totale	899	0	-245	910	0	2729	0	520	-1913	97	0	292
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	145	0	-5	1	0	0	51	0	-2
Sottostruttura	0	94	-520	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	94	-520	145	0	-5	1	0	0	51	0	-2
RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	20	-198	0	7	-66	0	0	0	1	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	20	-198	0	7	-66	0	0	0	1	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	-30	108	-1080	30	108	-1082	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-289	577	-3126	289	577	-2269	0	275	-1520	0	345	-1903
Totale	-318	686	-4206	318	686	-3351	0	275	-1520	0	345	-1903

Figura 5-11. Sollecitazioni risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

5.2.3.2 Combinazioni di calcolo

Nome	Descrizione			γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Figura 5-12. Elenco dei carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

DESCRIZIONE	sismica		Rara				frequente	
	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75
C4c	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00
C4e	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-13. Coefficienti per combinazioni di calcolo per verifica fondazione

5.2.3.3 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8
N_{Ed} [kN/m]	2124	2389	2298	2152	1809	2075	1984	1838
V_{Ed} [kN/m]	838	838	865	865	838	838	865	865
M_{Ed} [kNm/m]	-974	-983	-1248	-1243	-888	-898	-1162	-1157
	sismica		Rara				frequente	
DESCRIZIONE	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	9	10	11	12	13	14	15	16
N_{Ed} [kN/m]	2166	1529	1809	2006	1938	1830	1808	1938
V_{Ed} [kN/m]	1576	1506	621	621	640	640	597	597
M_{Ed} [kNm/m]	-4854	-5326	-14	-21	-217	-213	116	111

Figura 5-14. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione (punto G)

Le sollecitazioni di calcolo, riportate nelle tabelle precedenti, sono utilizzate per l'analisi della palificata dettagliata nella relazione geotecnica allegata al progetto.

Nei capitoli successivi verrà illustrato il progetto strutturale del plinto di fondazione determinato sulla base delle massime sollecitazioni assiali agenti nei pali.

Per maggiori informazioni e dettagli, si rimanda alla relazione geotecnica.

5.2.3.4 Sollecitazioni nei pali di fondazione

Le massime sollecitazioni assiali agenti nei pali di fondazione sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica. Si riportano i grafici delle sollecitazioni assiali derivanti dalle combinazioni SLU / SLV / SLE-FREQ; e utilizzate per le verifiche del plinto di fondazione.

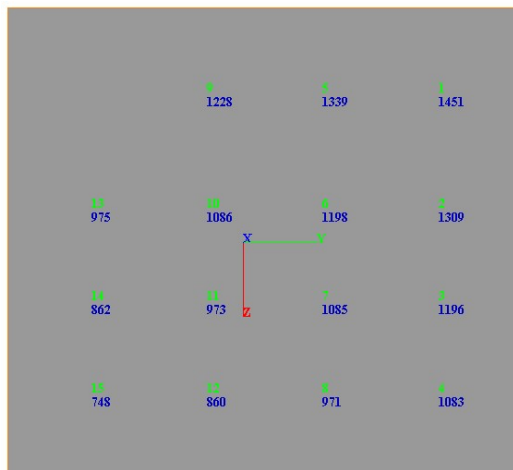


Figura 5-15. Sollecitazioni assiali nei pali di fondazione per Comb.2 (SLU)

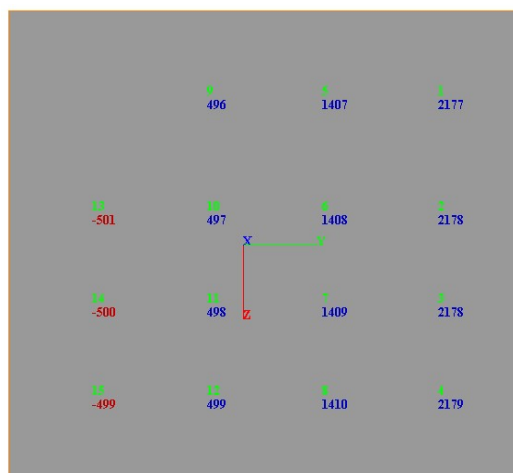


Figura 5-16. Sollecitazioni assiali nei pali di fondazione per Comb.9 (SLV)

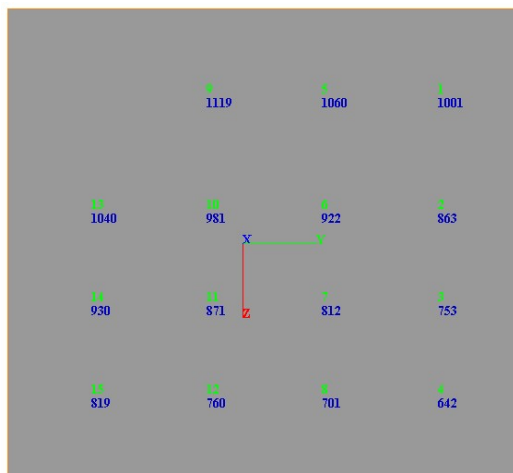


Figura 5-17. Sollecitazioni assiali nei pali di fondazione per Comb.16 (SLE-FREQ)

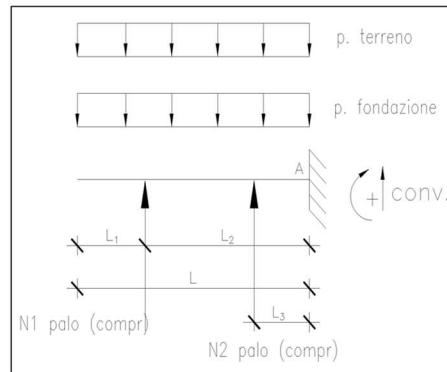
5.2.3.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sull'avanzattera (direzione longitudinale)

Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sull'avanzattera in direzione longitudinale (parallela all'asse impalcato).

Calcolo sollecitazioni

2 PALI COMPRESSI

DATI			
h	1.20	m	altezza suola
L	4.40	m	lunghezza mensola
L ₁	0.8	m	
L ₃	0.85	m	
L ₂	3.60	m	distanza tra asse palo e sezione di stacco
i ₁	2.20	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione
i ₂	1.70	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione
SLU	N _{1palo}	2179	kN azione di compressione del palo
SLE	N _{1palo}	1001	kN azione di compressione del palo
SLU	N _{2palo}	1410	kN azione di compressione del palo
SLE	N _{2palo}	1060	kN azione di compressione del palo
	h _{terreno}	0.67	m altezza ricoprimento suola
	γ = γ _G + γ _t	1	



$$Msd(A) = Msd(max) = N_{1palo_compr} / i_1 \times L_2 + N_{2palo_compr} / i_2 \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 =$$

$$= 2179 \text{ kN} / 2.2 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} + 1410 \text{ kN} / 1.7 \text{ m} \times 0.85 \text{ m} - [(1.2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} + 0.67 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc}) \times 1] \times (4.4 \text{ m}^2)/2 =$$

3851 kNm/m

$$Vsd(A) = N_{1palo_teso} / i_1 + N_{2palo_compr} / i_2 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times L =$$

$$= 2179 \text{ kN} / 2.2 \text{ m} + 1410 \text{ kN} / 2.2 \text{ m} - [(1.2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} + 0.67 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc}) \times 1] \times 4.4 \text{ m} =$$

1440 kN/m

$$Vsd(N \text{ max pali}) = 990 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = 1440 \text{ kN/m}$$

$$SLE \quad Msd(A) = N_{1palo_compr} / i_1 \times L_2 + N_{2palo_compr} / i_2 \times L_3 - [(p. fondazione + p. terreno) \times \gamma] \times (L^2)/2 =$$

$$= 1001 \text{ kN} / 2.2 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} + 1060 \text{ kN} / 1.7 \text{ m} \times 0.85 \text{ m} - [(1.2 \text{ m} \times 25 \text{ kN/mc} + 0.67 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc}) \times 1] \times (4.4 \text{ m}^2)/2 =$$

1748 kNm/m

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø24/20cm
- Armatura inferiore: 1Ø26/10cm + 1Ø26/10cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/(20x20)cm

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione zattera_dir longitudinale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Zattera di fondazione_dir long

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7.7
2	53.09	102.3
3	53.09	112.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 3851 kNm M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667

τ_{c1} 1.971

M_{xRd} 4'044 kNm

σ_c -15.87 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 11.95 ‰

d 112.3 cm

x 25.44 x/d 0.2265

δ 0.7232

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	35	f_{ck} [MPa] =	29.05		
f_{cd} [MPa] =	16.46 (c.a. $\gamma_c=1.5$)				
f_{ctk} [MPa] =	1.98				
f_{ctd} [MPa] =	1.32 (c.a. $\gamma_c=1.5$)				
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)				
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1200	Altezza della sezione			
d [mm] =	1123	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
α_c =	1	1 per N=0			
α =	90	inclinazione armatura		1.57079633	
θ =	45	inclinazione fessura		0.78539816	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17				
$\cotg\theta$ =	1.00	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	4159.45	Resistenza a compressione bielle			
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg\theta)$			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	1005.31	$\varnothing 16/20$	area staffe		
s [mm] =	200	passo staffe			
V_{Rsd} [kN] =	1987.96	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			
V_{Rd} [kN] =	1987.96	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	1440.00	Sollecitazione di progetto SLU			
Verificato					

Verifica a fessurazione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione zattera_dir longitudinale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : 89T Zattera di fondazione_dir long

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	7.7
2	53.09	102.3
3	53.09	112.3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd 3851 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -7.693 N/mm²
 σ_s 188.3 N/mm²
 ϵ_s 0.9413 ‰
d 112.3 cm
x 42.68 x/d 0.38
 δ 0.915

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente e condizioni ordinarie, è inferiore a 227 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

5.2.3.6 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione trasversale – Lato valle

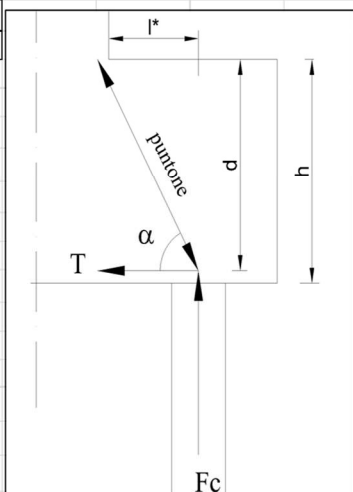
Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione trasversale (ortogonale all'asse impalcato).

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø26/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm

Calcolo sollecitazioni e verifiche

PALO/MICROPALO COMPRESSO SLU			
DATI			
h	1.20	m	altezza suola
c	0.052	m	copriferro
d	1.148	m	altezza utile
l*	1.25	m	distanza tra paramento e baricentro Palo
b	2.50	m	larghezza mensola (larghezza di diffusione)
H _{terreno retro}	0	m	Altezza terreno su retrozattera
H _{terreno avan}	0	m	Altezza terreno su avanzattera
b ₁	0	m	Lunghezza retrozattera
b ₃	1.95	m	Lunghezza avanzattera
F _c	860	kN	Forza di Compressione Palo
γ _{terreno}	20	kN/m ³	Peso Specifico Terreno
γ _{CLS}	25	kN/m ³	Peso Specifico CLS
Q _{Stradale}	20	kN/m ²	Carico Stradale
ψ _{2j}	0		Coeff. di combinazione sismico Carichi Stradali
ψ _{j0}	0		Coeff. di combinazione frequente Carichi Stradali
P.p Terreno	0	kN	Peso Proprio Terreno gravante su Avanzattera
P.p Fondazione	146	kN	Peso Proprio Fondazione gravante su Avanzattera
Carico stradale	0	kN	Carico Stradale gravante su Avanzattera
F _c	714	kN	Azione Assiale a Compressione di Verifica
l**=l*+0,15d	1.42	m	
z=0,85d	0.98	m	
α=arctan(z/l**)	34.45	°	
T=F _c /tanα	1040	kN	
A _{s,min}	2658	mm ²	
n	12.5		
Φ	24	mm	
A _s	5655	mm ²	
Verifica tirante	OK		
P=F _c /senα	1262	kN	
f _{cd}	15.87	MPa	
Φ _{punt} =Φ _{perforo} *senα	0.14	m	
N _{rd} =f _{cd} *π*Φ ² _{puntone} /4	4230	kN	
Verifica puntone	OK		



A favore di sicurezza, la geometria del puntone compresso è data dalla sezione del palo proiettata lungo la direzione del puntone.

5.2.3.7 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione trasversale – Lato monte

Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione trasversale (ortogonale all'asse impalcato).

Si riporta unicamente la verifica per palo teso (palo n.13) in condizione sismica (Comb. 10).

Calcolo sollecitazioni

PALO TESO									
	DATI								
	h	1.20	m	altezza suola					
	L	3.00	m	lunghezza mensola					
	L ₁	1.07	m						
	L ₂	1.93	m	distanza tra asse palo e sezione di stacco					
	i	2.50	m	interasse longitudinale/distanza di diffusione					
SLU	N _{palo}	973	kN	azione di compressione del palo					
SLE	N _{palo}	0	kN	azione di compressione del palo					
	h _{terreno}	9.34	m	altezza ricoprimento suola					
	Y = Y _G + Y _t	1							
	Y _{tr}	0.2	0.4						
<div><div><div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div><div></div></div><div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div><div></div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div><div></div></div> <div></div> <div><div><div></div></div></div>									

Armatura disposta

- Armatura superiore: 1Ø26/10cm
- Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/(20x20)cm

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione zattera_dir trasversale

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: 89T Zattera di fondazione_dir trasv_lato monte

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	53.09	5.2
			2	22.62	114.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -1745 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

M_{xRd} -2'289 kNm
σ_c -15.87 N/mm²
ε_c 3.5 ‰ ε_s 36.12 ‰
d 114.8 cm
x 10.14 x/d 0.08834
δ 0.7

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	35	f_{ck} [MPa] =	29.05	
f_{cd} [MPa] =	16.46 (c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	1.98			
f_{ctd} [MPa] =	1.32 (c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)			
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1200	Altezza della sezione		
d [mm] =	1147	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
α_c =	1	1 per N=0		
α =	90	inclinazione armatura		1.57079633
θ =	45	inclinazione fessura		0.78539816
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	1.00	tra 1 e 2.5		
V_{Rcd} [kN] =	4248.34	Resistenza a compressione bielle		
		$=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
A_{sw} [mmq] =	1005.31	$\varnothing 16/20$	area staffe	
s [mm] =	200		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	2030.44	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	2030.44	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	1040.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}} [\text{m}] = 1.46$
 $B_{\text{paragh}} [\text{m}] = 0.40$

Caratteristiche Terreno

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
 $\Phi = 35^\circ = 0.611 \text{ rad}$
 $k_0 = 0.43$
 $h_{\text{terreno spinta}} = 1.46 \text{ m}$

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

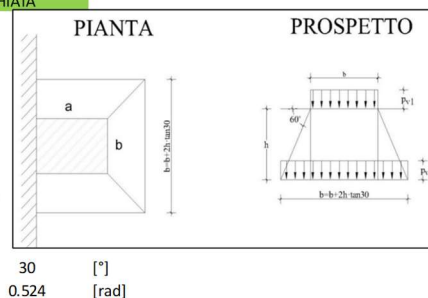
$N = 14.60 \text{ kN/m}$

2) Spinta Terreno

$S_t = 9.09 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta distribuita}$
 $M_t = 4.42 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento distribuito}$

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



30 [°]
0.524 [rad]

Carichi

$2Q_{1k} = 600 \text{ kN}$
 $q_{1k} = 0 \text{ kN/mq}$

Impronta di Carico

$a = 2.20 \text{ m}$
 $b = 3.00 \text{ m}$
 $a' = 3.04 \text{ m}$
 $b' = 4.69 \text{ m}$
v. Par. C5.1.3.3.5.1
Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

$p_1(\text{verticale}) = 90.91 \text{ MPa}$
 $p_2(\text{verticale}) = 42.08 \text{ MPa}$
 $\sigma_1(\text{orizzontale}) = 38.77 \text{ MPa}$
 $\sigma_2(\text{orizzontale}) = 17.94 \text{ MPa}$

Azioni

$S_{H2} = 26.20 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni}$
 $S_{H1} = 15.20 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni}$
 $S_H = 41.40 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta totale}$
 $M_{SH} = 33.92 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento totale}$

3.2) Azione di frenata

$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \rightarrow \text{v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019}$
 $F_f = 0.6Q_{1k} = 180 \text{ kN} \rightarrow \text{v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019}$
 $S_f = 30.41 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a } L = w + 2xh_{\text{paragh}})$
 $M_f = 44.39 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento distribuito}$

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	$N_{Ed} [\text{kN/m}]$	$V_{Ed} [\text{kN/m}]$	$M_{Ed} [\text{kNm/m}]$
C1	15	0	0
C2	0	9	4
C3.1	0	41	34
C3.2	300	30	44

Combinazioni di calcolo

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3.1	1.35	1.01	1.00	0.75	0.75	0.00
C3.2	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
$N_{Ed} [\text{kN/m}]$	15	420	15	315	15	15
$V_{Ed} [\text{kN/m}]$	68	95	50	71	40	9
$M_{Ed} [\text{kNm/m}]$	52	100	38	74	30	4

Figura 5-18. Riepilogo sollecitazioni sul paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura Longitudinale: (1+1)Ø16/20 cm
- Armatura Verticale: (1+1)Ø16/20 cm
- Spilli: 1Ø12/40x40 cm

La tabella seguente riepiloga i risultati delle verifiche sezionali condotte sul paraghiaia.

Paraghiaia - Sezione di incastro con paramento							
Caratteristiche meccaniche dei materiali							
Calcestruzzo	C32/40	R _{ck} =	40	N/mm²	f _{ck} =	28	N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87	N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77	N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450	N/mm²
γ _s =	1.15	ε _{se} =	1.96		f _{yd} =	391.30	N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione							
B =	1000	mm base	n.	ø(mm)	A _s (mm²)	y (mm)	
H =	400	mm altezza	5	16	1005	59	
c =	35	mm coprifer.			-		
N _{Ed} positivo di compressione			5	16	1005	341	
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					-		
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	2011	mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi							
Flessione							
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd} M _{Ed}	
SLU-1	incastro paramento	15.00	52.00	68.00	139.30	2.68	
SLU-2	incastro paramento	420.00	100.00	95.00	199.60	2.00	
Taglio							
φ _{staffe} =	1	mm	α =	90	° inclinazione staffa		
n _b =	1	n° braccia	s =	1000	mm passo		
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} V _{Ed}	
SLU-2	incastro paramento	229.69			229.69	2.42	
Verifiche agli Stati Limite Esercizio							
Comb. Rara		σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
		σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente		σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
RARA-1	incastro paramento	15.00	38.00	2.65	114.40		
RARA-2	incastro paramento	315.00	74.00	4.85	92.80		
QP	incastro paramento	15.00	4.00	0.27	5.82		
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione							
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.							
Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile			
Comb. Frequente		w _{lim} =	0.3	mm			
		σ _s =	240	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
FREQ	incastro paramento	15.00	30.00	2.10	88.74		
Comb. Quasi permanente		w _{lim} =	0.2	mm			
		σ _s =	200	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]		
ENV-QP	incastro paramento	15.00	4.00	0.27	5.82		

5.2.5 Analisi strutturale del muro d'ala della spalla

5.2.5.1 Descrizione generale

Si riporta di seguito la verifica del muro d'ala.

A favore di sicurezza, si considera:

- la maggiore altezza presente sulla spalla carreggiata NORD direzione Rimini;
- il maggior sviluppo longitudinale presente sulla spalla carreggiata NORD direzione Bologna.

5.2.5.2 Descrizione del modello di calcolo

L'analisi strutturale è condotta mediante l'ausilio di un modello ad elementi finiti sviluppato con il programma di calcolo SAP2000.

Il muro d'ala è modellato mediante elementi shell-thick aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche.

Il muro d'ala è collegato mediante un vincolo di incastro perfetto alla fondazione, al paramento e al paraghiaia della spalla.

La Figura 5-19 mostra il modello di calcolo ad elementi finiti con indicati la geometria e i vincoli utilizzati.

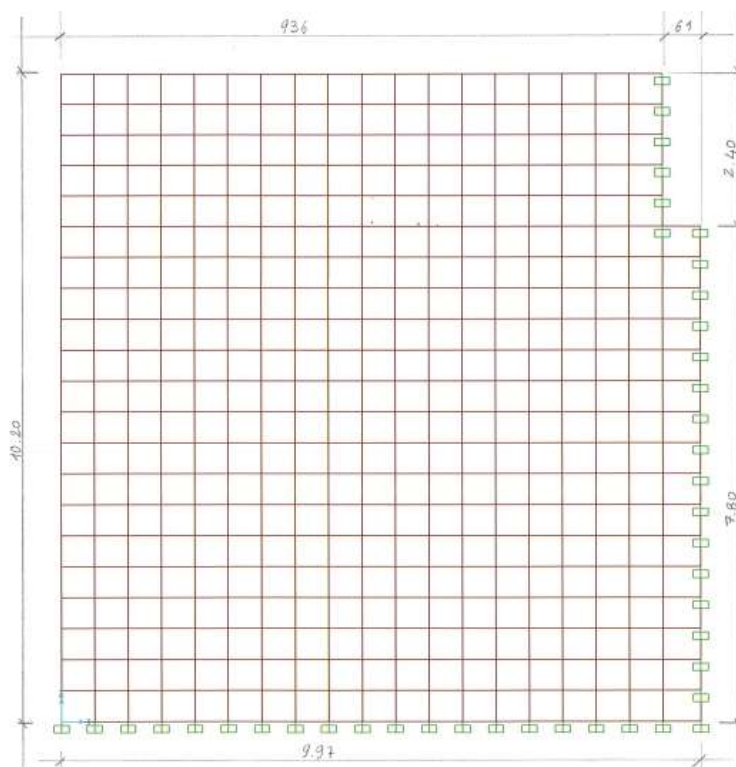


Figura 5-19. Modello di calcolo ad elementi finiti

5.2.5.3 Analisi dei carichi

Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$).

Spinta del terreno a riposo (SP-M1-K0)

La spinta del terreno di rilevato a tergo del muro d'ala è valutata tramite il coefficiente di spinta a riposo:

$$k_0 = 1 - \sin\varphi' = 1 - \sin(35^\circ) = 0.426$$

$$p_{h_top} = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{h_bottom} = k_0 \times \gamma_t \times h = 0.426 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 10.20 \text{ m} = 86.90 \text{ kN/m}^2$$

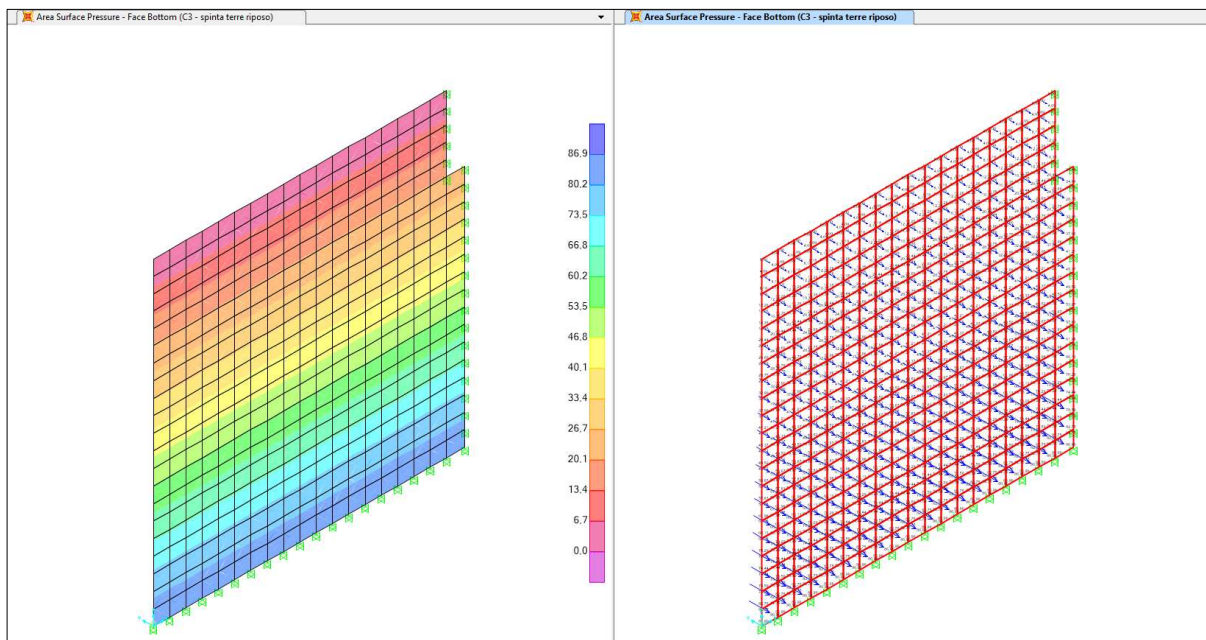


Figura 5-20. Spinta delle terre in condizioni a riposo

Sovraccarico accidentale spingente (SQ-M1-K0)

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo del muro d'ala pari a:

$$q = 20 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale spingente è valutato tramite il coefficiente di spinta a riposo.

$$q_{h_top} = q_{h_bottom} = k_0 \times q = 0.426 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 8.52 \text{ kN/m}^2$$

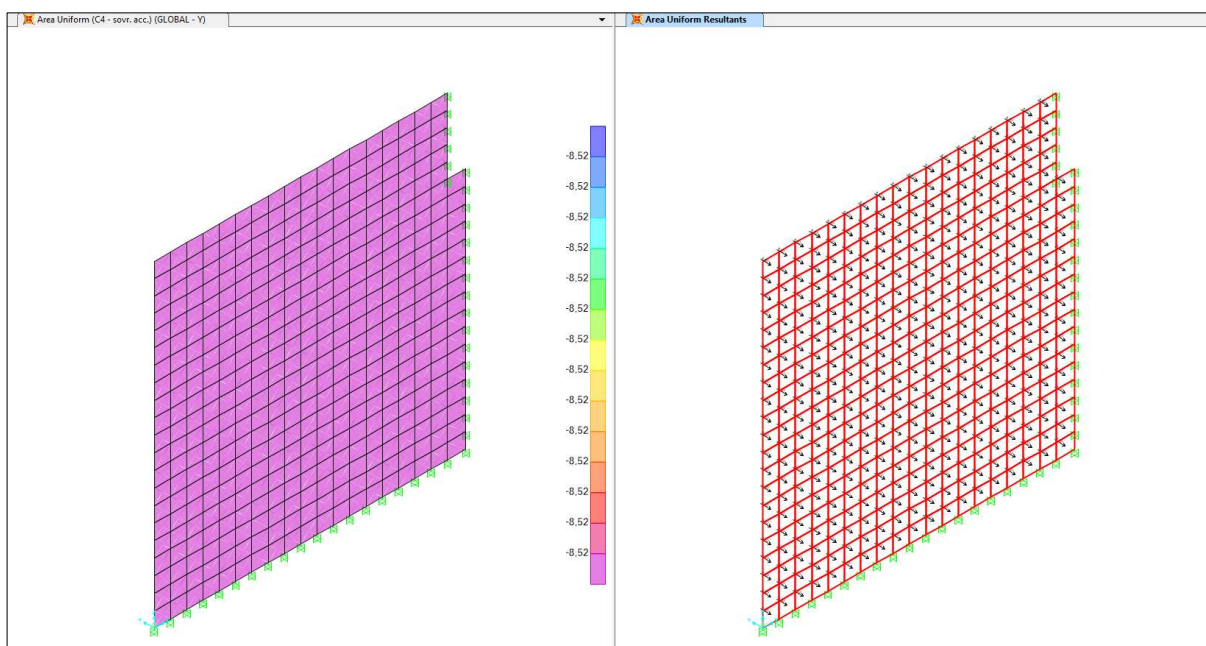


Figura 5-21. Sovraccarico accidentale spingente in condizioni a riposo

Sovrappinta sismica (SP-QUAKE-MO) e spinta data dalle inerzie sismiche (SP-QUAKE-STR)

La sovrappinta sismica, valutata sull'altezza di 10.20m e calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, è pari a:

Comb.	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	281.94	0.47	576.25	294

Le inerzie sismiche, valutate sull'altezza di 10.20m e considerando 2.00m di terreno interessato a tergo del muro d'ala, sono le seguenti:

Descrizione	H_k [kN/m]
Paramento c.a.	96.63
Zavorra lato strada	140.56
FOA	0.00
Totale	237

Sommando il contributo delle precedenti spinte e dividendo per l'altezza di calcolo considerata, si trova la seguente pressione:

$$p = 28.82 + 23.30 = 52.10 \text{ kN/m}^2$$

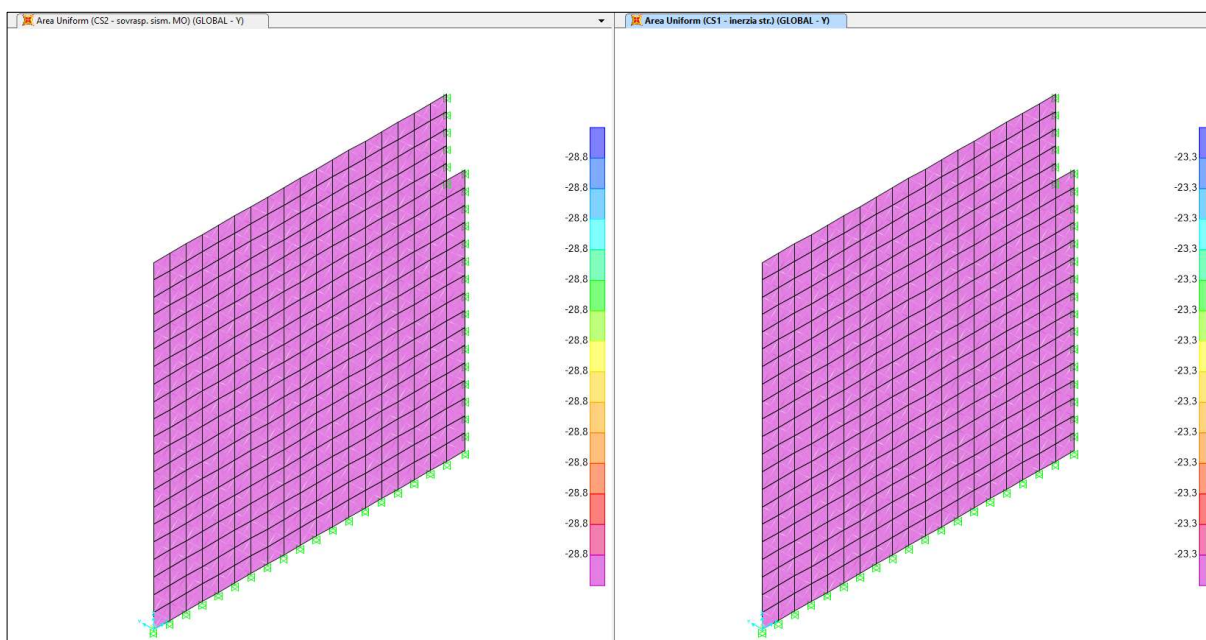


Figura 5-22. Sovrappinta sismica (a sinistra) e spinta inerzie sismiche (a destra)

5.2.5.4 Combinazione di calcolo

C.C.	Descrizione		
DEAD	Peso proprio strutturale		
SP-M1-K0	Spinta delle terre in condizioni a riposo		
SQ-M1-K0	Sovraccarico accidentale spingente a tergo dell'opera		
SP-QUAKE-STR	Forza inerzia strutturale		
SP-QUAKE-MO	Sovrappinta dinamica del terreno (Mononobe-Okabe)		
C.C.	SLU	SLV	FREQ
DEAD	1.00	1.00	1.00
SP-M1-K0	1.35	1.00	1.00
SQ-M1-K0	1.35	0.20	0.75
SP-QUAKE-STR	0.00	1.00	0.00
SP-QUAKE-MO	0.00	1.00	0.00

Figura 5-23. Combinazioni di calcolo

5.2.5.5 Sollecitazioni di calcolo

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per l'involuppo delle combinazioni di calcolo SLU. I grafici fanno riferimento unicamente alle sollecitazioni significative per le verifiche.

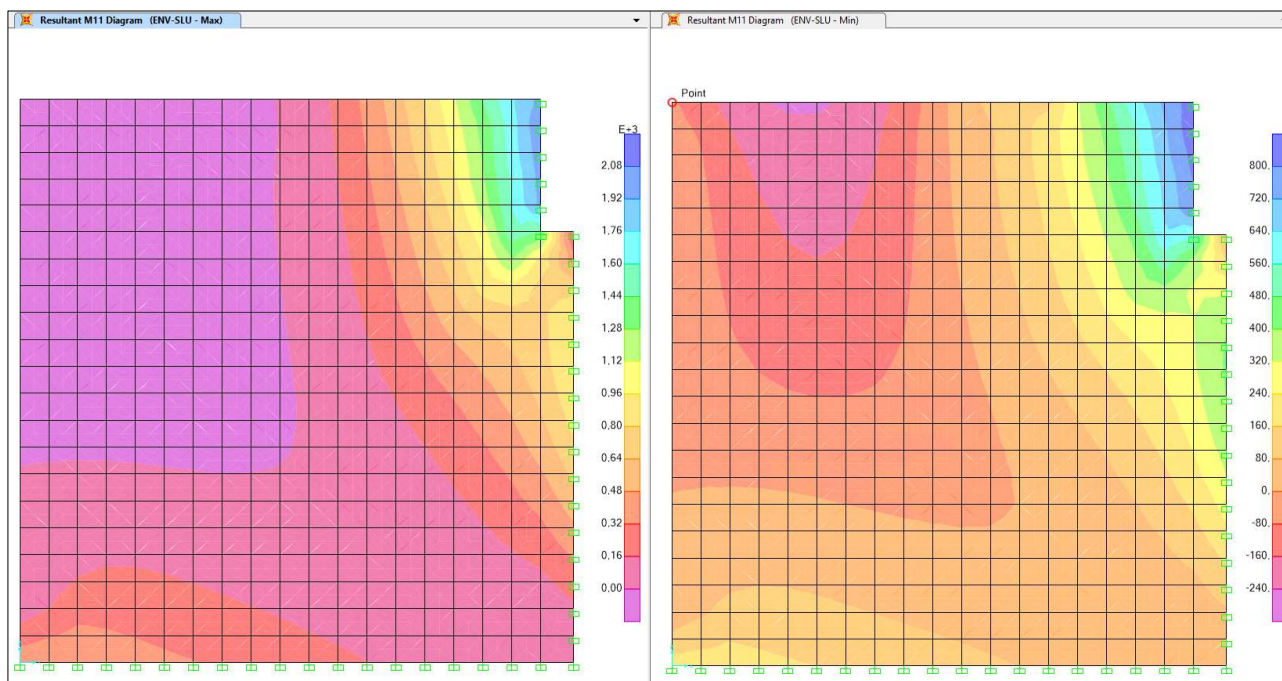


Figura 5-24. Momento flettente M11 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kNm/m])

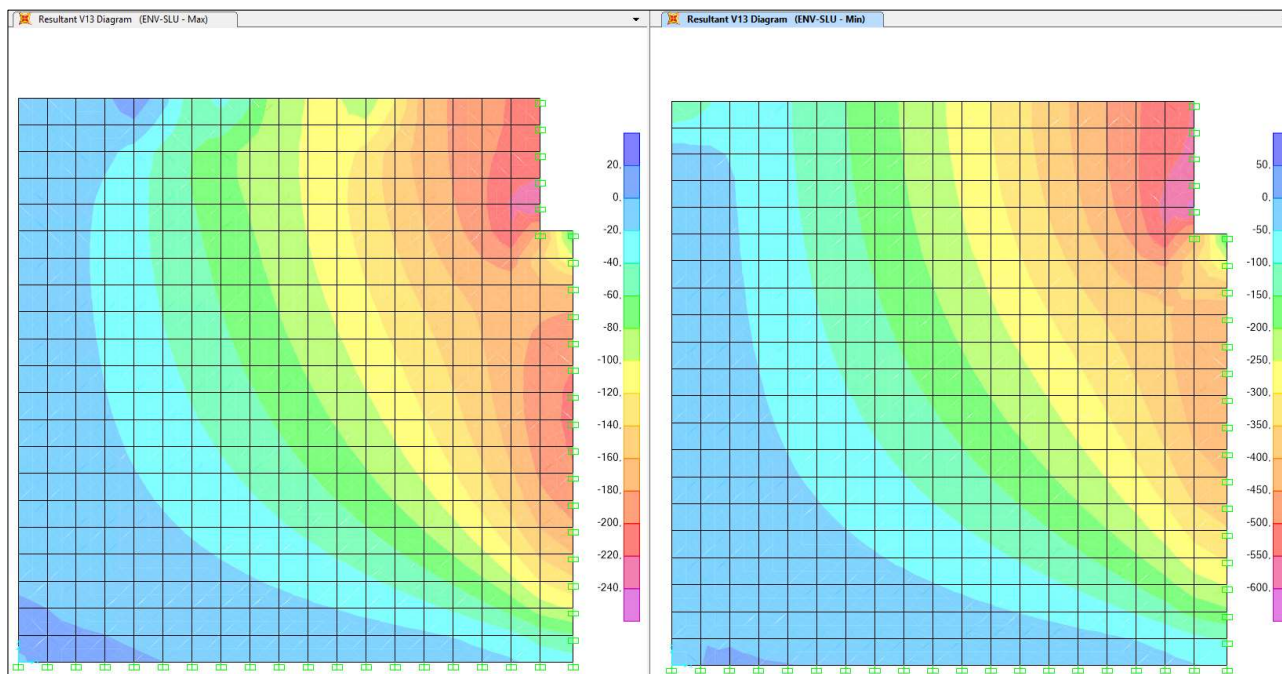


Figura 5-25. Azione di taglio V13 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

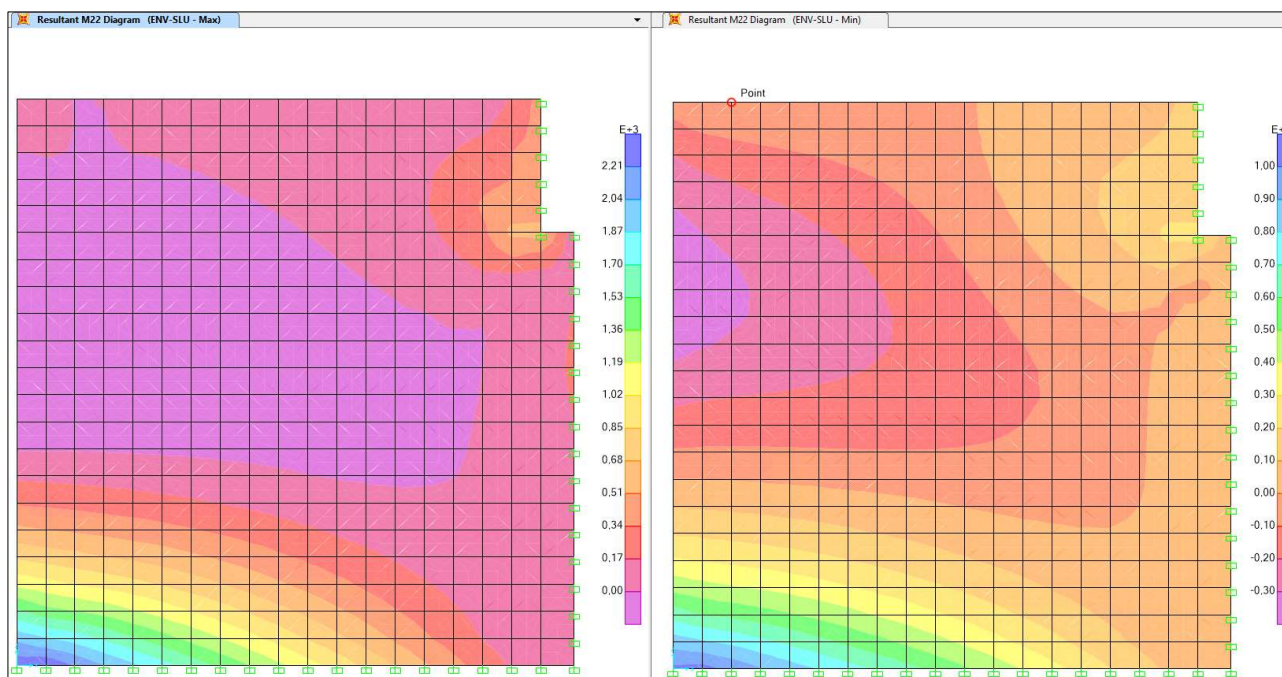


Figura 5-26. Momento flettente M22 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kNm/m])

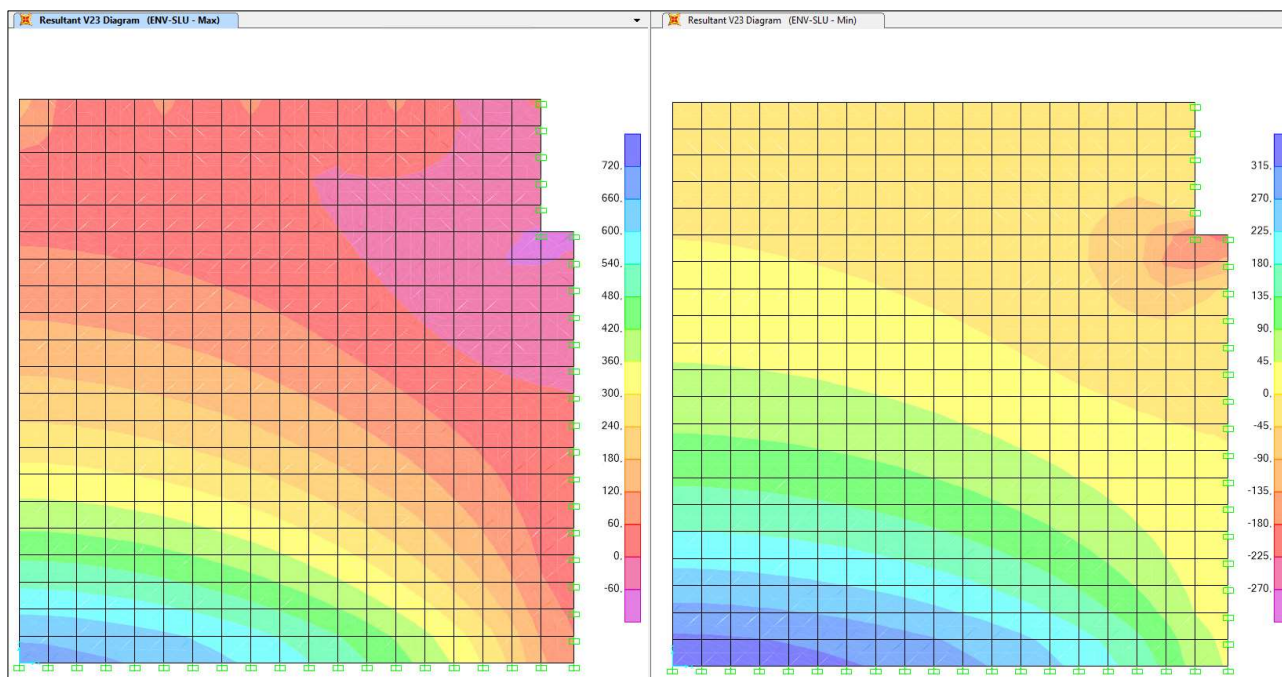


Figura 5-27. Azione di taglio V23 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

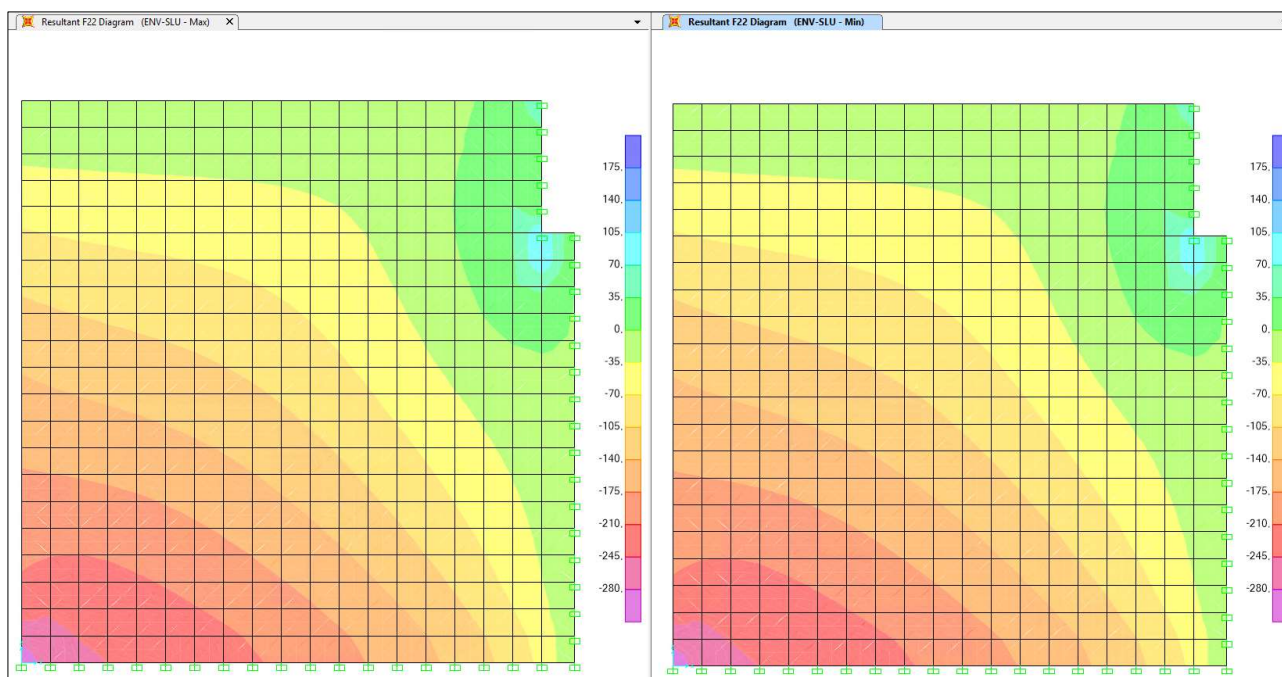


Figura 5-28. Azione assiale F22 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

5.2.5.6 Verifiche in direzione 1

Le verifiche sono condotte separatamente per le due zone evidenziate nell'immagine seguente.

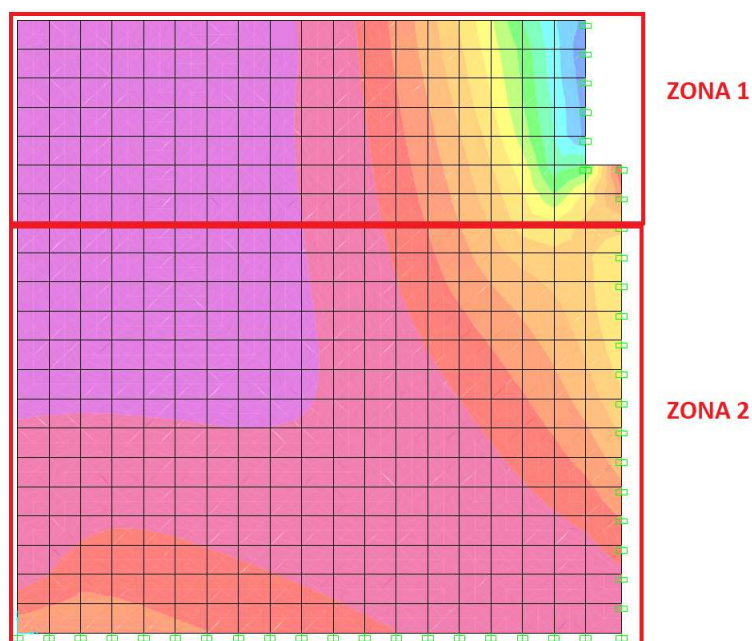


Figura 5-29. Zone di verifica in direzione 1

• **ZONA 1**

Armatura disposta

- Armatura orizzontale interna (lato monte): 1Ø26/20cm + 1Ø26/20cm
- Armatura orizzontale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/(40x20)cm

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.1_Liv.1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Muro d'ala_Dir.1 - Livello 1

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4.5
2	53.09	105.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 2071 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2'097 kNm

σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 33.29 ‰
d 105.2 cm
x 10.01 x/d 0.09515
δ 0.7

Verifica a taglio

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	33.2	
f_{cd} [MPa] =	18.81	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	2.17				
f_{ctd} [MPa] =	1.45	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1100	Altezza della sezione			
d [mm] =	1052	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
α_c =	1	per N=0			
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633		
θ =	45	inclinazione fessura	0.78539816		
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17				
$\cotg\theta$ =	1.00	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	4453.12	Resistenza a compressione bielle			
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mm ²] =	1005.31	Ø16/20	area staffe		
s [mm] =	400		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	931.14	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			
V_{Rd} [kN] =	931.14	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	612.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

Verifica a fessurazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.1_Liv.1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : 89T Muro d'ala_Dir.1 - Livello 1

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4.5
2	53.09	105.2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 2071 781 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali

B450C	C32/40
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
	τ_{c1} 2.114

σ_c -4.534 N/mm²
 σ_s 154.6 N/mm²
 ϵ_s 0.7728 ‰
d 105.2 cm
x 32.14 x/d 0.3056
 δ 0.8219

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente, è inferiore a 160 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

• **ZONA 2**

Armatura disposta

- Armatura orizzontale interna (lato monte): 1Ø26/20cm
- Armatura orizzontale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/(40x20)cm

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.1_Liv.2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Muro d'ala_Dir.1 - Livello 2

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	15.71	4.5
			2	26.55	105.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 961 442 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipi rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipi flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Calcoli:

M_{Rd} 1'064 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 62.44 ‰
d 105.2 cm
x 5.584 x/d 0.05308
 δ 0.7

Verifica a fessurazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.1_Liv.2

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Muro d'ala_Dir.1 - Livello 2

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	110	1	15.71	4.5
			2	26.55	105.2

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 961 442 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

Calcoli:

σ_c -3.291 N/mm²
 σ_s 170.2 N/mm²
 ϵ_s 0.8512 ‰
d 105.2 cm
x 23.65 x/d 0.2248
 δ 0.721

La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente e condizioni ordinarie, è inferiore a 194 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

5.2.5.7 Verifiche in direzione 2

Armatura disposta

- Armatura verticale interna (lato monte): 1Ø26/10cm
- Armatura verticale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio: spilli Ø16/(20x40)cm

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.2_MAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Muro d'ala_Dir.2 - MAX

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	53.09	102.6

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 280.5 280.5 kN

M_{xEd} 2031 963 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333

τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 2'156 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 25.31 ‰

d 102.6 cm

x 12.46 x/d 0.1215

δ 0.7

Verifica a taglio

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	33.2	
f_{cd} [MPa] =	18.81	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	2.17				
f_{ctd} [MPa] =	1.45	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1100	Altezza della sezione			
d [mm] =	1026	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
α_c =	1	per $N=0$			
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633		
θ =	45	inclinazione fessura	0.78539816		
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17				
$\cotg\theta$ =	1.00	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	4343.06	Resistenza a compressione bielle			
		$= 0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg^2\theta)$			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	502.65	Ø16/40	area staffe		
s [mm] =	200		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	908.12	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$			
V_{Rd} [kN] =	908.12	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	681.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

Verifica a fessurazione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T Verifica Flessione Muro d'ala_Dir.2_MAX

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T Muro d'ala_Dir.2 - MAX

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	53.09	102.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 280.5 kN
M_{xEd}: 2031 kNm
M_{yEd}: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 18.13 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8 ?
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333 ‰
τ_{c1}: 2.114 ‰

σ_c: -6.109 N/mm²
σ_s: 173.4 N/mm²
ε_s: 0.867 ‰
d: 102.6 cm
x: 35.47 x/d: 0.3457
δ: 0.8722

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente, è inferiore a 194 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

5.3 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Il progetto prevede il rinforzo delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi.

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi, nelle varie combinazioni di carico, applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h -T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{ad}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto dei micropali di ancoraggio.

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l'interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,h_{tir}} = \delta_o + h_{tir} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando, infatti, il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i , H_i , M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N , H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i , H_i , M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,h_{tir}} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,h\ tir}$$

La coppia di valori avente coordinate $(T_i, \Delta\delta_{h,i})$ rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizione di carico analizzata.

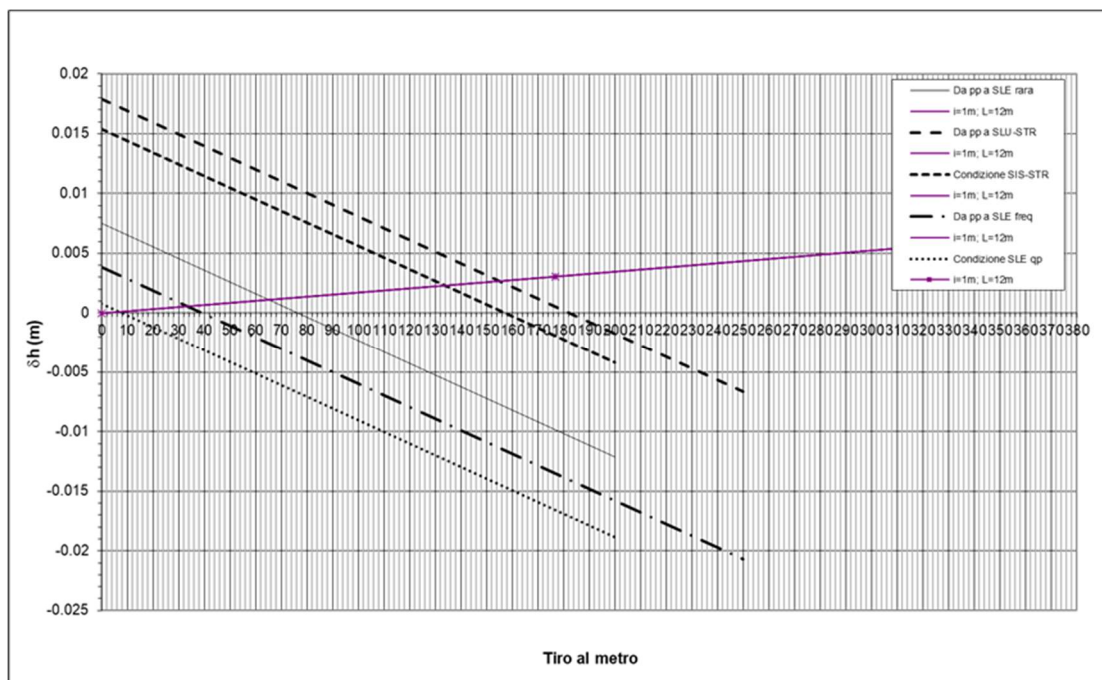


Figura 5-30 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

L'intervento di consolidamento realizzato è costituito da un placcaggio in calcestruzzo di spessore 50cm del paramento della spalla completato da due ordini di tiranti passivi dimensionati per assorbire le azioni orizzontali come riportato nella sezione tipo seguente.

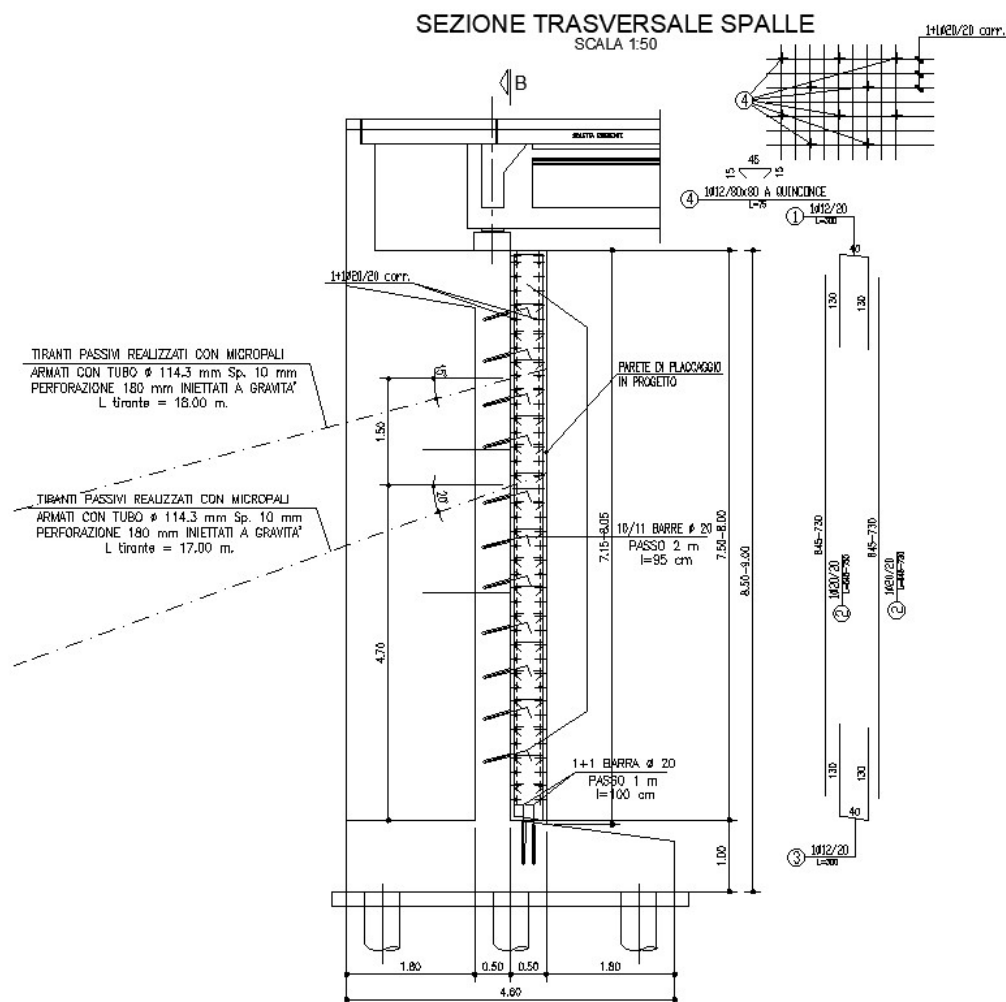


Figura 5-31. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione;
- le caratteristiche geometriche della spalla analizzata;
- l'analisi dei carichi agenti sulla spalla;
- per le combinazioni di carico più gravose, le sollecitazioni alla base della spalla, considerata come una mensola incastrata alla base, da utilizzare nel metodo delle curve caratteristiche per la determinazione del tiro nei tiranti;
- le sollecitazioni alla base della spalla, ridotte per l'intervento dei tiranti, da utilizzarsi per la verifica strutturale della fondazione e per le verifiche geotecniche;
- le sollecitazioni lungo il paramento e, in particolare, quelle ridotte nella sezione di incastro per l'intervento dei tiranti: da utilizzarsi per le verifiche dell'elemento strutturale.

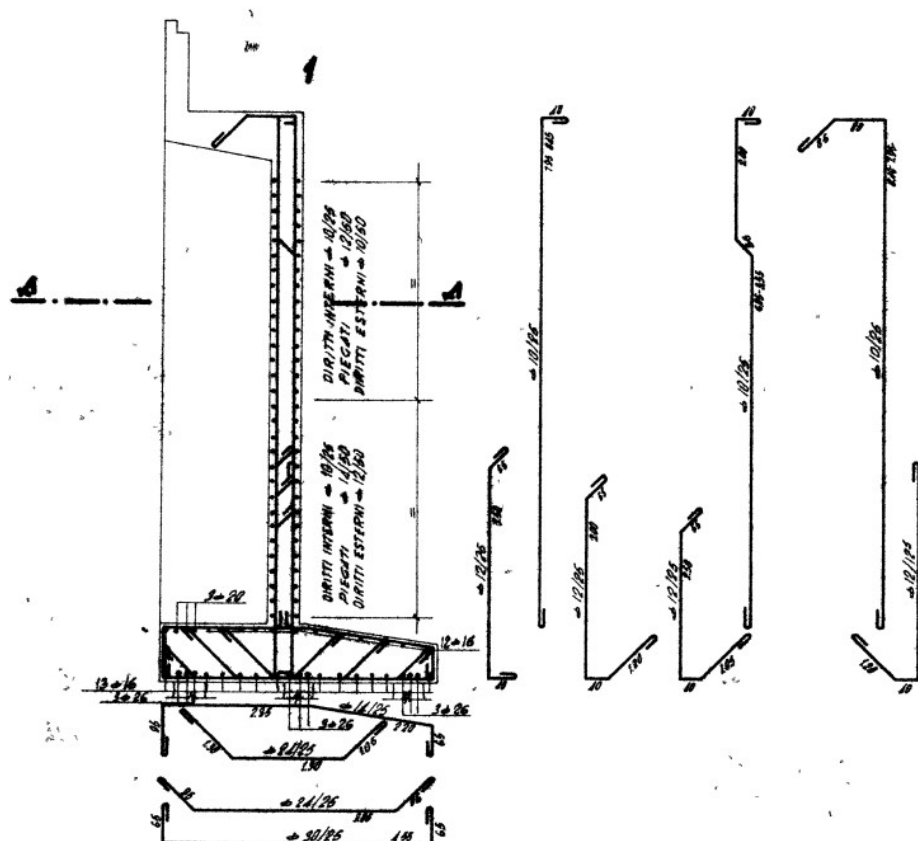


Figura 5-32. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature spalla.

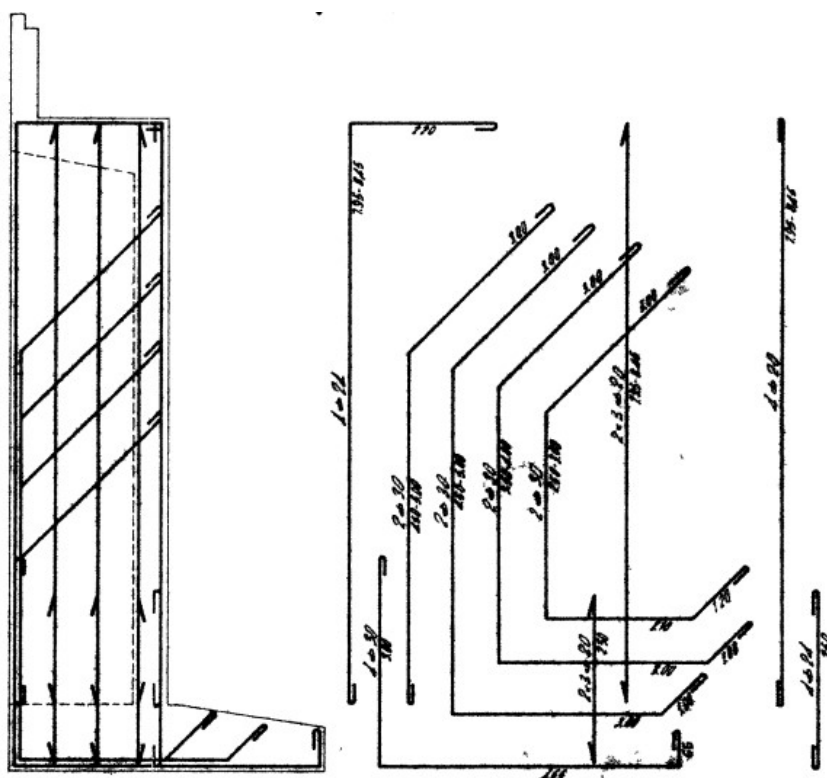


Figura 5-33. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature contrafforti.

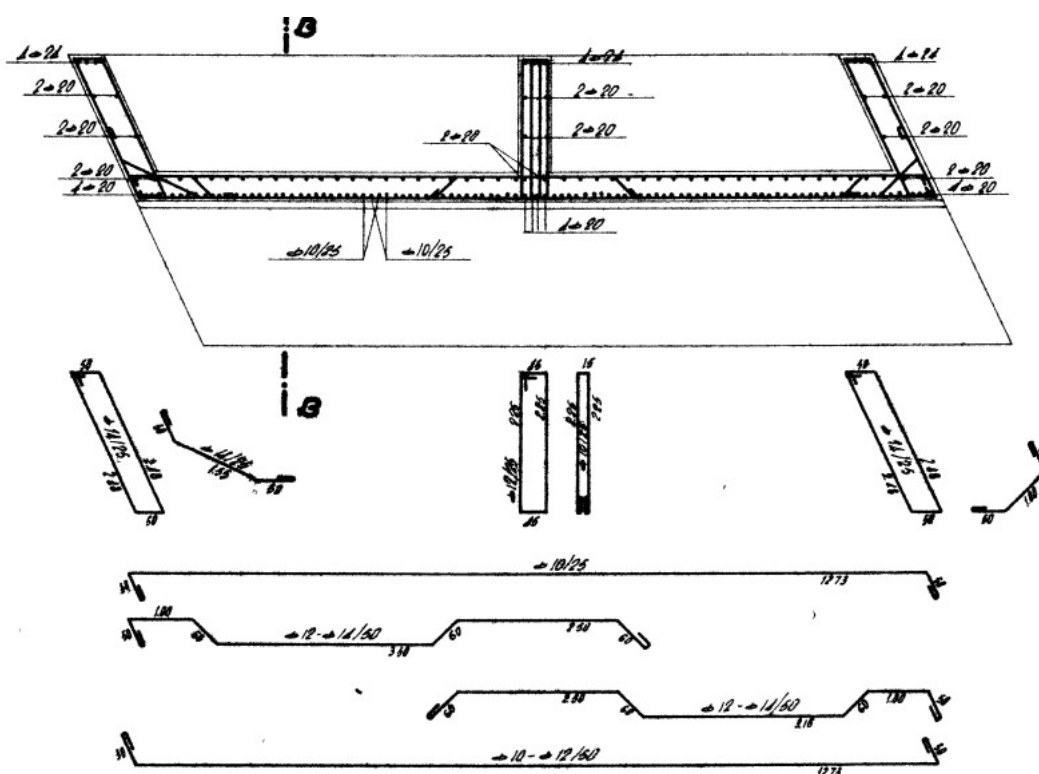


Figura 5-34. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione orizzontale con armature spalla.

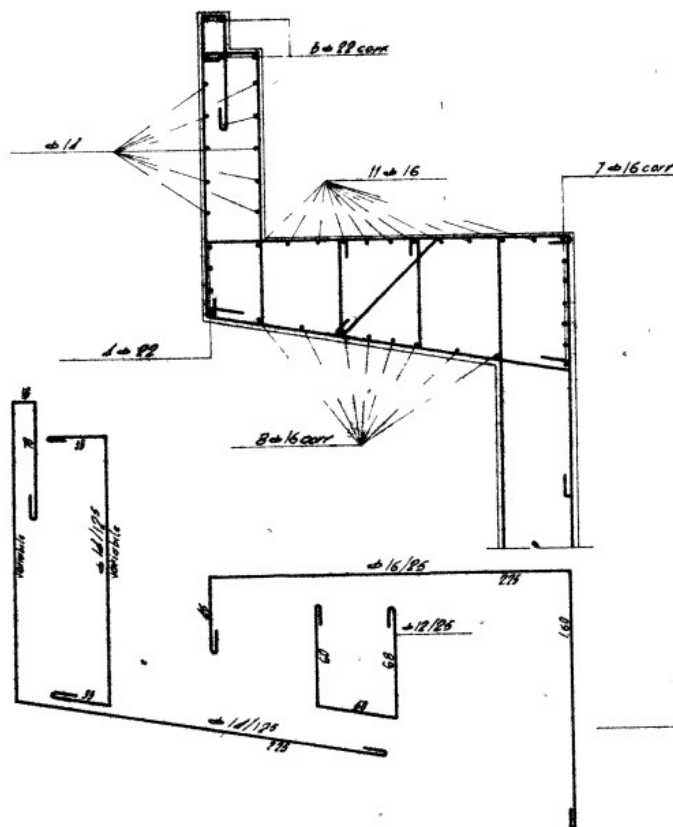


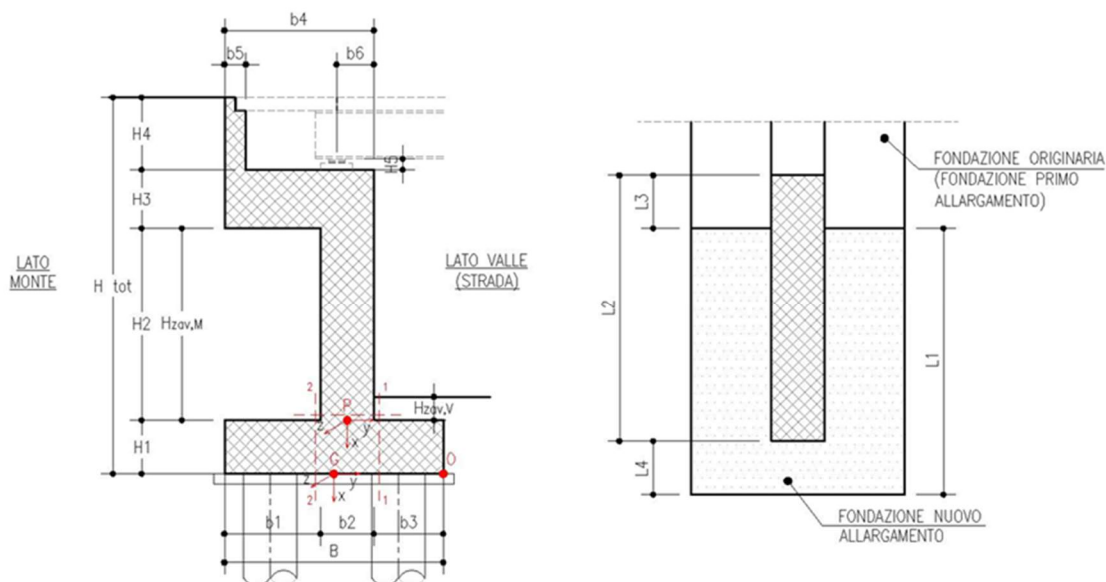
Figura 5-35. Documento as-built “Sottovia Interconnessione 1 dell’autostrada A14 al km 14+232” – Sezione trasversale con armature paraghiaia.

5.3.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD		FONDAZIONE		DIRETTA
DIREZIONE	RIMINI		CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		12.73	[m]	Larghezza zattera	
L2		12.73	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.60	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.59	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.21	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio	
b3		1.80	[m]	Lunghezza avanzzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.85	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)	
H _{TOT}		10.55	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		7.35	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.65	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.55	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.35	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		7.35	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.20	[m]	Altezza zavorra a fronte della spalla (lato valle = strada)	
Geometrie dell'impalcato in ampliamento					
Tipologia impalcato		SEZIONE MISTA: TRAVI IN C.A.P. + SOLETTA C.A.			
B _{tot}		20.85	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		12.73	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		19.68	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		4.00		Numero travi principali	
i _T		3.00	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.56	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		9.00	[m]	Lunghezza traversi	
n _{tr}		4.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A _{tr}		0.21	[m ²]	sezione traverso	
H _{sol}		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.10	[m]	spessore pavimentazione da conferarsi	
H _{cord_sic}		0.00	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		0.00	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H _{cord_FOA}		0.00	[m]	altezza cordolo FOA	
B _{cord_FOA}		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H _{FOA}		0.00	[m]	altezza FOA	
sb _{FOA}		0.00	[m]	aggetto FOA	

L'immagine seguente individua i principali punti rispetto ai quali sono state condotte le analisi:

- punto P: in corrispondenza sezione di stacco da fondazione per verifica strutturale paramento
- punto G: baricentro della zattera di fondazione, in corrispondenza dell'intradosso della stessa, per la determinazione delle sollecitazioni risultanti ai fini del calcolo della palificata



Caratteristiche dei materiali					
γ_{cls}		25	[kN/m ³]		
γ_{steel}		78.5	[kN/m ³]		
γ_{pav}		22	[kN/m ³]		
q		20	[kN/m2]	sovraccarico accidentale da traffico	
Parametri geotecnici del terreno di rilevato					
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]		
ϕ' (M1)		35	[°]		
Parametri geotecnici del terreno di fondazione (solo per verifiche su fondazione diretta)					
$\gamma_{terreno}$		19	[kN/m ³]		
ϕ		26	[°]		
c'		0	[kPa]		
c _u		263	[kPa]	coesione non drenata equivalente - valutata su terreno avente caratteristiche migliorate se in presenza di pali tipo FRANKI	

La presenza di pali di piccolo diametro tipo FRANKI al di sotto della fondazione esistente può essere tenuta in considerazione come un miglioramento dei parametri di resistenza del terreno.

In particolar modo, i pali FRANKI di piccolo diametro permettono di considerare al di sotto della fondazione una coesione non drenata “equivalente” C_{UEQ} superiore a quella effettiva del terreno naturale.

Il valore di tale parametro equivalente può essere determinato attraverso una media pesata tra le resistenze a taglio del calcestruzzo dei pali (2110 kPa) e quella del terreno naturale, lungo l'ipotetica superficie di rottura del plinto di fondazione (130 kPa come indicato per gli strati superficiali nella Relazione Geologica Generale).

PLINTO DI FONDAZIONE			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
L	12.73	[m]	
B	4.60	[m]	
A_{pl}	58.56	[m ²]	
<i>Caratteristiche terreno</i>			
φ'	26	[°]	
c'	0	[kPa]	
$C_{u,pl}$	130	[kPa]	per strati superficiali - da Relazione Geologica Generale
PALI TIPO FRANKI			
<i>Dimensioni geometriche</i>			
Tipo	Ø [mm]	A_i [m²]	n [-]
1	500	0.196	20
2	420	0.139	
A_{pali}	3.93	[m ²]	
$C_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE			
$C_{u,eq} = (C_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + C_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$			
$C_{u,pali}$	263	[kPa]	

Località:			Opera 89T		
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:		CU	IV		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_c^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_s	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.63	1.00	0.345
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.31		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.107		
Coefficiente sismico verticale		k_v	0.053		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	6.44	0.11			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.34				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	5.79	0.10			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.33				

5.3.2 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato, per metro lineare di spalla e ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento M_z è riferito al baricentro della fondazione della spalla).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN <u>FONDAZIONE</u>		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>FONDAZIONE</u>		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-9.35	-0.35	100	0	35
Cordolo	-9.35	-0.35	0	0	0
FOA	-9.35	-0.35	0	0	0
Guardrail	-9.35	-0.35	0	0	0
Pavimentazione	-9.35	-0.35	22	0	8
Vento	-9.35	-0.35	0	0	0
Neve	-9.35	-0.35	0	0	0
Tandem 1	-9.35	-0.35	94	0	33
Tandem 2	-9.35	-0.35	0	0	0
Distribuito	-9.35	-0.35	40	0	14
Frenatura	-9.35	-0.35	0	20	-185
Resistenza passiva dei vincoli	-9.35	-0.35	0	6	-57
Sisma dir. orizz.	-9.35	-0.35	0	30	-278
Sisma dir. vert.	-9.35	-0.35	8	0	3

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	115.00	0.00	0.00	
Paramento		-4.68	-0.11	222.34	0.00	23.35	
Cordolo in c.a.		-8.68	-0.90	45.50	0.00	40.95	
Paraghiaia		-9.78	-2.10	15.50	0.00	32.55	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	7.20	0.00	-10.08	
TOTALE				406	0	87	
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Zavorra a tergo		-4.68	-1.51	234	0	352	
(C3): Spinta delle terre - attiva							
				H_{SPINTA} [m]	10.55		
Comb.	k_a	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-3.52	0.00	0	302	-1061	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				q [kN/m ²]	20		
Componente verticale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	-1.51	32	0	48	
Componente orizzontale		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1		-5.28	0.00	0	57	-302	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k_h	0.107		
				k_v	0.053		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Fondazione		-0.50	0.00	-6.14	12.28	-6.14	
Paramento		-4.68	-0.11	-11.87	23.74	-112.25	
Cordolo in c.a.		-8.68	-0.90	-2.43	4.86	-44.34	
Paraghiaia		-9.78	-2.10	-0.83	1.66	-17.92	
Zavorra a tergo		-4.68	-1.51	-12.48	24.96	-135.48	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	-0.38	0.77	-0.31	
TOTALE				-34	68	-316	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Fondazione c.a.		-0.50	0.00	6.14	12.28	-6.14	
Paramento c.a.		-4.68	-0.11	11.87	23.74	-109.76	
Cordolo in c.a.		-8.68	-0.90	2.43	4.86	-39.97	
Paraghiaia in c.a.		-9.78	-2.10	0.83	1.66	-14.44	
Zavorra a tergo		-4.68	-1.51	12.48	24.96	-97.91	
Zavorra lato valle		-1.10	1.40	0.38	0.77	-1.38	
TOTALE				34	68	-270	
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.34	301.62	353.76	52	-5.28	-275
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.33	301.62	385.27	84	-5.28	-441

5.3.3 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari.

Nome	Descrizione			γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+v)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti a livello di intradosso della fondazione (impalcato e sottostrutture).

RISULTANTI - rispetto punto G		C1		C2		C3		C4a		C4b		C4c	
		R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato		122	0	43	0	0	0	0	0	0	0	94	0
Sottostruttura		406	0	87	234	0	352	0	302	0	48	57	-302
Totale		527	0	129	234	0	352	0	302	0	48	57	-302

		C4d		C4e		C5		C6		C7		C8	
		R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato		0	0	40	14	0	20	0	6	0	0	0	0
Sottostruttura		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale		0	0	40	14	0	20	0	6	0	0	0	0

		CS1 (-kv)		CS1 (+kv)		CS2 (-kv)		CS2 (+kv)	
		R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato		-8	30	-281	30	0	0	0	0
Sottostruttura		-34	68	-315	34	52	-275	84	-441
Totale		-42	98	-597	42	52	-275	84	-441

5.3.4 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza, sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

		COMB. STR															
		Massimizzazione compressione								Massimizzazione trazione				Sismica - STR			
		solo perm [STR]	no traffico [a]	no traffico [b]	Traffico 1 [a]	Traffico 1 [b]	Traffico 2a [a]	Traffico 2a [b]	Traffico 2a conf.2 [a]	Traffico 2a conf.2 [b]	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a conf.2	Traffico +k. [max comp]	Traffico +k. [max trazi]	Traffico -k. [max comp]
Carico	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.35	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00
C4b	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	0.20	0.20
C4c	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.54	0.54	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.00	0.20	0.00
C5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00

	Rara							
	no traffico.	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico.	Traffico	no traffico.	Traffico
Carico	17	18	19	20	21	22	23	24
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4b	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione G.

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N _{Ed}	946	1070	1169	1251	1105	1187	1011	1092	761	877	783	836	803	752	719	
V _{Ed}	493	493	493	493	519	519	519	519	493	493	519	501	501	469	469	
M _{Ed}	-1390	-1202	-1262	-1139	-1534	-1411	-1567	-1444	-1435	-1372	-1644	-1677	-1664	-1683	-1550	-1569

Rara				Frequente		Quasi permanente		
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
17	18	19	20	21	22	23	24	
761	926	847	879	761	871	761	794	[kN/m]
365	365	385	385	351	351	319	319	[kN/m]
-938	-844	-1093	-1045	-863	-797	-697	-678	[kNm/m]

Tali azioni, definite per metro di lunghezza e determinate all'intradosso della fondazione, sono utilizzate per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

5.3.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.3.5.1 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G, definite mediante il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N _{Ed}	946	1070	1169	1251	1105	1187	1011	1092	761	877	783	836	803	752	719	
V _{Ed}	381	400	395	407	388	401	385	398	377	383	377	373	359	358	346	344
M _{Ed}	-672	-606	-630	-586	-689	-645	-698	-660	-687	-667	-726	-735	-752	-759	-754	-761

Rara				Frequente		Quasi permanente		
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
17	18	19	20	21	22	23	24	
761	926	847	879	761	871	761	794	[kN/m]
323	333	323	328	319	326	311	313	[kN/m]
-671	-637	-698	-681	-662	-639	-642	-635	[kNm/m]

5.3.5.2 Calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni 1 e 2

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni (taglio e momento flettente) agenti nelle sezioni di stacco dell'avanzaterra (sezione 1) e retrozattera (sezione 2).

	COMB. STR								Sismica - STR							
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
N _{Ed} [kN/m]	946	1070	1169	1251	1105	1187	1011	1092	761	877	783	836	803	752	719	
M _{Ed} [kNm/m]	672	606	630	586	689	645	698	660	687	667	726	735	752	759	754	761
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.71	0.57	0.54	0.47	0.62	0.54	0.69	0.60	0.90	0.71	0.83	0.94	0.90	0.94	1.00	1.06
e<B/6									e>B/6							
σ _{yk} [kN/m ²]	205.59	232.71	254.09	271.87	240.22	258.00	219.69	237.47	165.46	204.63	190.76	170.22	181.79	174.61	163.50	156.32
σ _{yk} [kN/m ²]	190.60	171.85	178.54	166.04	195.45	182.95	197.93	187.16	194.83	189.02	205.93	208.41	213.27	215.19	213.74	215.66
σ _{yk} [kN/m ²]	396.19	404.56	432.62	437.91	435.68	440.96	417.62	424.63	360.29	393.64	396.69	378.64	395.06	389.79	377.24	371.97
σ _{yk} [kN/m ²]	14.99	60.86	75.55	105.83	44.77	75.05	21.75	50.31	-29.37	15.61	-15.17	-38.19	-31.48	-40.58	-50.24	-59.34
u [m]	1.59	1.73	1.76	1.83	1.68	1.76	1.61	1.70	1.40	1.59	1.47	1.36	1.40	1.36	1.30	1.24
σ _{yk} * [kN/m ²]	396.19	404.56	432.62	437.91	435.68	440.96	417.62	424.63	363.15	393.64	397.32	383.46	398.05	395.13	386.36	385.88
σ _{yk} * [kN/m ²]	14.99	60.86	75.55	105.83	44.77	75.05	21.75	50.31	0.00	15.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Rara				Frequente		Quasi permanente	
no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
17	18	19	20	21	22	23	24
N _{Ed} [kN/m]	761	926	847	879	761	871	794
M _{Ed} [kNm/m]	671	637	698	681	662	639	642
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.88	0.69	0.82	0.77	0.87	0.73	0.84
e>B/6							
σ _{yk} [kN/m ²]	165.46	201.39	184.20	191.11	165.46	189.39	165.46
σ _{yk} [kN/m ²]	190.15	180.58	197.93	192.98	187.74	181.07	180.15
σ _{yk} [kN/m ²]	355.62	381.96	382.13	384.10	353.20	370.46	347.53
σ _{yk} [kN/m ²]	-24.69	20.81	-13.73	-1.87	-22.27	8.32	-16.61
u [m]	1.42	1.61	1.48	1.53	1.43	1.57	1.46
σ _{yk} * [kN/m ²]	357.61	381.96	382.67	384.11	354.80	370.46	348.41
σ _{yk} * [kN/m ²]	0.00	20.81	0.00	0.00	0.00	8.32	0.00

(C1): Pesì propri - strutturali e non						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	45	40	-0.90	-0.80	-41	-32
Zavorra lato 1	7	0	-0.90	0.00	-6	0
Totale	52	40			-47	-32

(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	234	-0.80	-186			

(C4): Sovraccarico accidentale						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Componente verticale	31.80	-0.80	-25.28			

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non						
				k _h	0.107	
				k _v	0.053	

Sisma diretto verso l'alto: - kv						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	-2	-2	-0.90	-0.80	2	2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	-3	-2			3	2

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	-12	-0.80	10			

Sisma diretto verso il basso: + kv						
Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	y ₁ [m]	y ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	2	2	-0.90	-0.80	-2	-2
Zavorra lato 1	0	0	-0.90	0.00	0	0
Totale	3	2			-3	-2

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	12	-0.80	-10			

(C9): Reazioni terreno																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
σ ₁ [kN/m ²]	247.03	270.07	292.90	307.97	282.71	297.78	262.71	278.16	207.21	245.72	235.41	214.45	227.53	220.18	207.73	199.51
σ ₂ [kN/m ²]	146.75	179.66	198.97	220.62	179.88	201.53	158.58	179.69	102.38	146.28	126.57	100.84	112.90	102.58	87.66	74.23
H ₁ [kN/m]	579	607	653	671	647	665	612	633	513	575	569	538	563	554	535	527
M ₁ [kNm/m]	561	583	625	639	623	637	593	609	504	558	556	530	553	546	529	524
H ₂ [kN/m]	129	191	218	260	179	220	143	183	60	129	89	54	67	54	39	27
M ₂ [kNm/m]	74	127	148	182	114	148	85	118	24	75	42	19	27	19	11	6

	17	18	19	20	21	22	23	24
σ ₁ [kN/m ²]	206.39	240.64	227.13	233.07	205.95	228.75	204.87	211.78
σ ₂ [kN/m ²]	104.74	145.64	122.57	131.53	105.89	133.49	108.38	116.87
H ₁ [kN/m]	508	560	549	555	505	539	498	508
M ₁ [kNm/m]	498	542	536	541	494	524	487	496
H ₂ [kN/m]	65	132	87	103	68	113	74	87
M ₂ [kNm/m]	27	79	41	54	29	63	33	43

Carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00
C9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

H _{es,1} [kN/m]	-508	-537	-583	-601	-576	-594	-542	-562	-461	-523	-517	-486	-508	-499	-485	-477
M _{es,1} [kNm/m]	498	519	562	576	560	574	529	545	457	511	509	483	503	496	485	480
H _{es,2} [kN/m]	-159	-221	-112	-153	-152	-192	-187	-229	-213	-145	-184	-219	-215	-221	-239	-245
M _{es,2} [kNm/m]	-154	-201	-115	-146	-149	-179	-177	-210	-194	-143	-176	-198	-197	-200	-209	-209

Carico	17	18	19	20	21	22	23	24
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	1.00
C9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

H _{es,1} [kN/m]	-455	-508	-497	-503	-452	-487	-446	-456
M _{es,1} [kNm/m]	451	495	489	494	447	477	440	449

H _{es,2} [kN/m]	-208	-173	-187	-202	-206	-185	-200	-193
M _{es,2} [kNm/m]	-190	-164	-176	-189	-188	-173	-184	-179

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE					
Sezione 1 - lato valle (AVANZATTEA)					
Sezione 2 - lato strada (RETROZATTEA)					
Momenti positivi tendono fibre inferiori					
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	-461			
	MIN H _{Ed}	-601			
	MAX M _{Ed}	576	495	477	449
	MIN M _{Ed}	457	451	447	440
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-112			
	MIN H _{Ed}	-245			
	MAX M _{Ed}	-115	-164	-173	-179
	MIN M _{Ed}	-210	-190	-188	-184

5.3.5.3 Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – avanzattera – sezione 1, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: $\varnothing 14/25\text{cm}$
- Armatura inferiore: $2\varnothing 24/25\text{cm} + \varnothing 30/25\text{cm}$
- Armatura a taglio: $\varnothing 12/(12.5\text{cm} \times 45\text{cm})$

Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T_Verifica a flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T_Verifica plinto fondazione_Sez.1

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	64,47	96

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 576 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acciaio an cls anni 60

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 334,6 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 31,08
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,673 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 2,25
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 2.001 kN m

σ_c -31,08 N/mm²
 σ_s 334,6 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 39,96 ‰
d 96 cm
x 7,732 x/d 0,08054
 δ 0,7

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0	
f_{cd} [MPa] =	31.08	da indagare		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	334.60	da indagare		
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1000	Altezza della sezione		
d [mm] =	968	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
α_c =	1	1 per $N=0$		
α =	45	inclinazione armatura	0.78539816	
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	1			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
V_{Rcd} [kN] =	6535.33	Resistenza a compressione bielle $=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
A_{sw} [mmq] =	904.78	Ø12/12.5	area staffe	
s [mm] =	450		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1450.60	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	1450.60	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	601.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

5.3.5.4 Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2)

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – retrozattera – sezione 2, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: $\varnothing 14/25\text{cm}$
- Armatura inferiore: $2\varnothing 24/25\text{cm} + \varnothing 30/25\text{cm}$

Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T_Verifica a flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : 89T_Verifica plinto fondazione_Sez.2

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3,2
2	64,47	96

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -210 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 acciaio an: ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 334,6 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 31,08 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,673 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 2,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} -211,7 kNm
 σ_c -31,08 N/mm²
 σ_s 334,6 N/mm²
 ϵ_c 2,45 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 96,8 cm
 x 3,39 x/d 0,03502
 δ 0,7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

• Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	f_{ck} [MPa] =			
f_c [MPa] =	31.08	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =				
f_{ctd} [MPa] =	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_y [MPa] =	334.60	da indagini		
Condizione di verifica				
H [mm] =	1000	Altezza della sezione		
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo		
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe		
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali		
n_{barre_long}	4.00	Numero barre longitudinali		
d [mm] =	968	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
k =	1.45	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2		
A_{sl} [mmq] =	615.75	Area armatura longitudinale in trazione		
ρ_l =	0.0006	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
v_{min} =	0.3423	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
A_c [mmq] =	1000000	Area della sezione		
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione		
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione		
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	6.22	Tensione massima in compressione utilizzabile		
σ_{cp} [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo		
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$		
V_R [kN] =	212.06	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	331.34	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
V_{Rd} [kN] =	331.34	Resistenza di progetto		
V_{Sdu} [kN] =	245.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

5.3.6 Analisi strutturale del paramento

5.3.6.1 Analisi dei carichi

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato, per metro lineare di spalla e ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento M_z è riferito alla sezione di incastro del paramento).

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO PARAMENTO		SOLLECITAZIONI VERIFICA <u>PARAMENTO</u>		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.35	-0.245	100	0	25
Cordolo	-8.35	-0.245	0	0	0
FOA	-8.35	-0.245	0	0	0
Guardrail	-8.35	-0.245	0	0	0
Pavimentazione	-8.35	-0.245	22	0	5
Vento	-8.35	-0.245	0	0	0
Neve	-8.35	-0.245	0	0	0
Tandem 1	-8.35	-0.245	94	0	23
Tandem 2	-8.35	-0.245	0	0	0
Distribuito	-8.35	-0.245	40	0	10
Frenatura	-8.35	-0.245	0	20	-165
Resistenza passiva dei vincoli	-8.35	-0.245	0	6	-51
Sisma dir. orizz.	-8.35	-0.245	0	30	-248
Sisma dir. vert.	-8.35	-0.245	8	0	2

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE							
(C1): Pesì propri - strutturali e non							
Descrizione		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Paramento		-3.68	0.00	222.34	0.00	0.00	
Cordolo in c.a.		-7.68	-0.80	45.50	0.00	36.17	
Paraghiaia		-8.78	-2.00	15.50	0.00	30.92	
TOTALE				283	0	67	
(C2): Zavorra stabilizzante							
Descrizione		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Zavorra a tergo		0.00	0.00	0	0	0	
(C3): Spinta delle terre - attiva							
				H_{SPINTA} [m]	9.55		
Comb.	k_a	x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
M1	0.27	-3.18	0.00	0	247	-787	
(C4): Sovraccarico accidentale							
				q [kN/m ²]	20		
Componente verticale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4a)		0.00	0.00	0	0	0	
Componente orizzontale		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Sovraccarico accidentale (4b)		-4.78	0.00	0	52	-247	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k_h	0.107		
				k_v	0.053		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Paramento		-3.68	0.00	-11.87	23.74	-87.26	
Cordolo in c.a.		-7.68	-0.80	-2.43	4.86	-39.23	
Paraghiaia		-8.78	-2.00	-0.83	1.66	-16.18	
Zavorra a tergo		-3.68	-1.40	0.00	24.96	-91.73	
TOTALE				-15	55	-234	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		x_p [m]	y_p [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	
Paramento c.a.		-3.68	0.00	11.87	23.74	-87.26	
Trave in c.a.		-7.68	-0.80	2.43	4.86	-35.36	
Paraghiaia in c.a.		-8.78	-2.00	0.83	1.66	-12.87	
Zavorra a tergo		-3.68	-1.40	0.00	24.96	-91.73	
TOTALE				15	55	-227	
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.34	247.15	289.87	43	-4.78	-204
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_p [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.33	247.15	315.70	69	-4.78	-327

5.3.6.2 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P

Sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, vengono considerate le seguenti condizioni di carico elementari.

Nome	Descrizione			γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{sis}
C1	Carichi permanenti - strutturali e non	G1	fav/sfav	1/1.35	\	\	\	\
C2	Zavorra stabilizzante a tergo spalla	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale su spalla	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente su spalla	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4c	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.1	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4d	Carichi variabili da traffico - Carico tandem su impalcato - conf.2	Qk	0	0/1.35	0.75	0.75	0.2	0.2
C4e	Carichi variabili da traffico - Carico distribuito su impalcato	Qk	fav/sfav	0/1.35	0.4	0.4	0.2	0.2
C5	Frenatura	Qk	sfav	1.35	0	0	0	0
C6	Resistenza passiva dei vincoli	Qk	sfav	1.35	\	\	\	\
C7	Neve	Qk	sfav	1.5	0	0	0	0
C8	Vento	Qk	sfav	1.5	0.6	0	0	0
CS1 (-kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / -kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (+kv)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh / +kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (-kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (-kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\
CS2 (+kv)	Spinta (dinamica) delle terre - attiva (+kv)	G1sis terre	sfav	1	\	\	\	\

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	122	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	283	0	67	0	0	0	0	247	-787	0	0	0
Totale	405	0	97	0	0	0	0	247	-787	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	94	0	23	0	0	0	40	0	10
Sottostruttura	0	52	-247	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	52	-247	94	0	23	0	0	0	40	0	10
RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	0	20	-165	0	6	-51	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	20	-165	0	6	-51	0	0	0	0	0	0
RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	-8	30	-250	8	30	-246	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-15	55	-234	15	55	-227	0	43	-204	0	69	-327
Totale	-23	85	-485	23	85	-474	0	43	-204	0	69	-327

5.3.6.3 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto P

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N_{Ed} [kN/m]	547	727	663	569	405	585	522	427	455	409	405	539	491	421	405	491	405	432
V_{Ed} [kN/m]	412	412	439	439	412	412	439	439	417	391	305	305	325	325	292	292	264	264
M_{Ed} [kNm/m]	-1334	-1289	-1528	-1552	-1368	-1323	-1562	-1586	-1584	-1472	-988	-955	-1132	-1149	-926	-905	-790	-784

Il metodo delle curve caratteristiche consente di definire l'azione agente nel tirante per l'i-esima combinazione di carico. Tale azione viene ora introdotta al fine di definire le sollecitazioni nella sezione d'incastro del paramento con le quali condurre le verifiche strutturali.

h _{secc} [m]	5.45	da sezione incastro paramento																
i _{secc} [m]	1.00																	
n _{secc}	12.00																	
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
T _{ed} [tiro/m]	118	111	146	150	123	116	151	155	151	132	44	39	65	68	33	30	9	8
V _{ed} [kN/m]	111	105	138	141	116	109	142	146	142	124	41	37	61	64	31	28	8	8
M _{ed} [kNm/m]	606	570	750	771	632	596	776	796	776	678	226	200	334	349	170	154	46	41

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{ed}	547	727	663	569	405	585	522	427	455	409	405	539	491	421	405	491	405	432
V _{ed}	301	301	293	289	289	296	288	284	266	259	261	266	260	257	259	262	255	256
M _{ed}	-727	-719	-778	-781	-736	-728	-787	-789	-809	-794	-762	-755	-798	-800	-757	-751	-744	-742

5.3.6.4 Verifica strutturale del paramento – sezione P

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm;
- la nervatura della spalla e una porzione di anima collaborante pari all'interasse tra due nervature adiacenti: 6.12m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale: d'estremità nella nervatura: 10Ø30
lungo la nervatura: (2+2)Ø20
lato terra nell'anima: 2Ø20 + 3Ø12/25
lato strada nell'anima: 4Ø24 + Ø12/12.50
lato terra nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
lato strada nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (P)
- Verifica a taglio della sezione di incastro (P)

- Verifica a flessione in P

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T_Verifica a flessione_paramento (P)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T_Verifica paramento_Sezione P

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	612	100
2	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,85	15
2	18,85	35
3	72,38	54,6
4	87,71	95,4
5	6,28	155
6	6,28	215

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
acciaio an. cls anni 60

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} ‰
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

• Verifica a taglio in P

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0	
f_{cd} [MPa] =	31.08	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	334.60	da indagini		
<i>Verifica del conglomerato</i>				
H [mm] =	2300	Altezza della sezione	si trascura il placcaggio	
d [mm] =	2245	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
α_c =	1	1 per N=0		
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
V_{Rcd} [kN] =	10826.53	Resistenza a compressione bielle		
		$=0.9 b_w d \alpha_c f_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) / (1 + \cotg2\theta)$		
<i>Verifica dell'acciaio</i>				
A_{sw} [mmq] =	383.27	staffe Ø12+Ø10	area staffe	
s [mm] =	250		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	2591.35	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	2591.35	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	1842.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

5.3.6.5 Verifica strutturale del paramento – sezione T

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 5.45m dalla sezione di incastro del paramento (posizione del tirante equivalente ovvero posizione intermedia tra i tiranti previsti).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	122	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	118	0	67	0	0	0	0	46	-62	0	0	0
Totale	240	0	97	0	0	0	0	46	-62	0	0	0

RISULTANTI	C4b			C4c			C4d			C4e		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	94	0	23	0	0	0	40	0	10
Sottostruttura	0	22	-46	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	22	-46	94	0	23	0	0	0	40	0	10

RISULTANTI	C5			C6			C7			C8		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	20	-57	0	6	-18	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	20	-57	0	6	-18	0	0	0	0	0	0

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	-8	30	-88	8	30	-84	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-6	19	-32	6	19	-24	0	8	-16	0	13	-26
Totale	-14	49	-120	14	49	-109	0	8	-16	0	13	-26

Le tabelle seguenti mostrano le combinazioni di calcolo e le sollecitazioni di calcolo agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T).

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione a quota 5.45 m dalla sezione di incastro del paramento in ASSENZA di tiranti passivi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed} [kN/m]	324	505	441	346	240	420	357	262	281	253	240	374	327	257	240	327	240	267
V _{Ed} [kN/m]	100	100	126	126	100	100	126	126	117	112	74	94	94	94	68	68	56	56
M _{Ed} [kNm/m]	-39	6	-88	-111	-72	-28	-122	-145	-120	-121	-29	4	-65	-82	-17	4	8	14
h _{struttura} [m]	5.45	da sezione incastro paramento																
I _{struttura} [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
V _{int} * [kN/m]	111	105	138	141	116	109	142	146	142	124	41	37	61	64	31	28	8	8
V _{int} [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M _{int} [kNm/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Azioni di calcolo nella sezione di calcolo a quota 5.45 m dalla sezione di incastro del paramento in PRESENZA di tiranti passivi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
N _{Ed}	324	505	441	346	240	420	357	262	281	253	240	374	327	257	240	327	240	267
V _{Ed}	100	100	126	126	100	100	126	126	117	112	74	94	94	94	68	68	56	56
M _{Ed}	-39	6	-88	-111	-72	-28	-122	-145	-120	-121	-29	4	-65	-82	-17	4	8	14

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm;
- la nervatura della spalla e una porzione di anima collaborante pari all'interasse tra due nervature adiacenti: 6.12m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale: d'estremità nella nervatura: 4Ø24
lungo la nervatura: (2+2)Ø20
lato terra nell'anima: 2Ø20 + Ø10/25
lato strada nell'anima: 4Ø20 + Ø10/12.5
lato terra nel placcaggio: Ø20/20
lato strada nel placcaggio: Ø20/20
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

• Verifica a flessione in T

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T_Verifica a flessione_paramento (T)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: 89T_Verifica paramento_Sezione T

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	612	100
2	50	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	94,25	15
2	94,25	35
3	47,91	54,7
4	23,56	95,4
5	6,28	155
6	6,28	215

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1603 0 kN
M_{xEd} 887 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
acciaio an cls anni 60
ε_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 334,6 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 31,08
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,673 % σ_{c,adm} 2,25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 7.509 kN m
σ_c -31,08 N/mm²
σ_s 334,6 N/mm²
ε_c 2,149 %
ε_s 67,5 %
d 274,8 cm
x 8,479 x/d 0,03085
δ 0,7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

• **Verifica a taglio in T**

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0	
f_{cd} [MPa] =	31.08	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	334.60	da indagini		
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	2300	Altezza della sezione	si trascura il placcaggio	
d [mm] =	2245	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
α_c =	1	1 per N=0		
α =	90	inclinazione armatura	1.57079633	
θ =	21.8	inclinazione fessura	0.38048178	
$\cotg\alpha$ =	6.1257E-17			
$\cotg\theta$ =	2.50	tra 1 e 2.5		
V_{Rcd} [kN] =	10826.53	Resistenza a compressione bielle		
		$=0.9 b_w d \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha+\cotg\theta) / (1+\cotg2\theta)$		
Verifica dell'acciaio				
A_{sw} [mmq] =	383.27	staffeØ12+Ø10	area staffe	
s [mm] =	250		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	2591.35	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha+\cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	2591.35	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	771.12	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.3.6.6 Verifica a punzonamento

A favore di sicurezza, la verifica a punzonamento è condotta unicamente sul tratto di sezione di placcaggio in cui sono vincolati i tiranti.

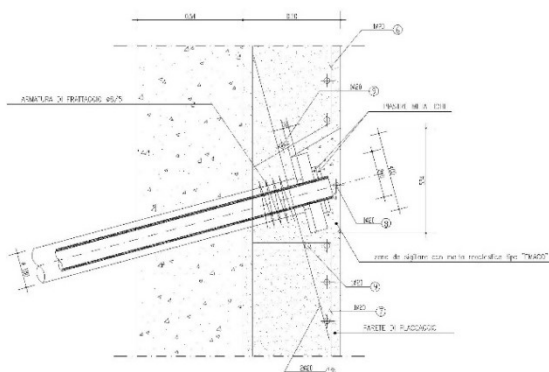


Figura 5-36. Dettaglio sezione di attacco tiranti

RIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2

UNI EN 1992-1-1:2005

Materiali

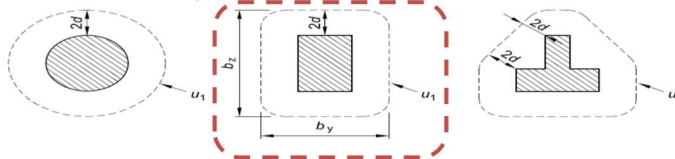
Rck [MPa] =	35
fck [MPa] =	29.05
fcd [MPa] =	16.46 (c.a. $\gamma_c=1,5$)
$\nu = 0,6[1-f_{ck}/250]$	0.53
Acciaio	B450
fywd [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1,15$)

Dati geometrici

A [mm]=	400 lato pilastro
B [mm]=	400 lato pilastro
d[mm]=	210 Altezza utile della sezione in calcestruzzo

figura 6.13

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate



u_0 [mm]=	1600 perimetro critico sul pilastro
u_1 [mm]=	4238 perimetro critico di punzonamento
β	1.15 Coefficiente di eccentricità di carico (1.00-1.15-1.40-1.50)

- Verifiche di resistenza sul perimetro del pilastro

V_{Ed} [kN] =	183.00 Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	0.63 $= \beta V_{Ed} / u_0 d$
$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$ [MPa]=	4.36
Verifica: $v_{Rd,max} > v_{Ed}$	Verificato

- Verifiche di resistenza per solo cls sul perimetro a 2d

$A_{s,x}$ [mm ²]=	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione x
$A_{s,y}$ [mm ²]=	1571 Area dell'armatura tesa disposta in direzione y
$\rho_{1x} = A_{s,x} / [(A+3dx) d]$	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
$\rho_{1y} = A_{s,y} / [(B+3dy) d]$	0.4506% Rapporto geometrico d'armatura in direzione y
$k = (1 + (200/d)^{0.5}) \leq 2$	1.976
$\rho_1 = (\rho_{1x} \rho_{1y})^{0.5} \leq 0,02$	0.4506% Rapporto ideale d'armatura
$C_{Rd,c} (\gamma_c=1,5) = 0,18/\gamma_c$	0.12
$v_{min} = 0,035 k^{(2/3)} f_{ck}^{0.5}$	0.2970
$V_{Ed,red}$ [kN] =	183.00 Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	0.24 $= \beta V_{Ed} / (u_1 d)$
$v_{Rd,c}$ [MPa] =	0.56 $= C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$
Verifica: $v_{Rd,c} > v_{Ed}$	Verificato

5.3.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

$H_{\text{paragh}} [\text{m}] = 1.55$
 $B_{\text{paragh}} [\text{m}] = 0.40$

Caratteristiche Terreno

$\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
 $\Phi = 35^\circ = 0.611 \text{ rad}$
 $k_a = 0.27$
 $h_{\text{terreno spinta}} = 1.55 \text{ m}$

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

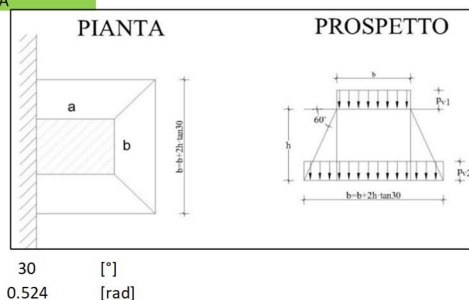
$N = 15.50 \text{ kN/m}$

2) Spinta Terreno

$S_t = 6.51 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta distribuita}$
 $M_t = 3.36 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento distribuito}$

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



Carichi

$2Q_{1k} = 600 \text{ kN}$
 $q_{1k} = 0 \text{ kN/mq}$

Impronta di Carico

$a = 2.20 \text{ m}$
 $b = 3.00 \text{ m}$
 $a' = 3.09 \text{ m}$
 $b' = 4.79 \text{ m}$
v. Par. C5.1.3.3.5.1
Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

$P_{1(\text{verticale})} = 90.91 \text{ MPa}$
 $P_{2(\text{verticale})} = 40.48 \text{ MPa}$
 $\sigma_{1(\text{orizzontale})} = 24.64 \text{ MPa}$
 $\sigma_{2(\text{orizzontale})} = 10.97 \text{ MPa}$

Azioni

$S_{H2} = 17.00 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni}$
 $S_{H1} = 10.59 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni}$
 $S_H = 27.59 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta totale}$
 $M_{SH} = 24.12 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento totale}$

3.2) Azione di frenata

$Q_{1k} = 300 \text{ kN} \rightarrow \text{v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019}$
 $F_f = 0.6Q_{1k} = 180 \text{ kN} \rightarrow \text{v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019}$
 $S_f = 29.51 \text{ kN/m} \rightarrow \text{spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a } L = w + 2xh_{\text{paragh}})$
 $M_f = 45.74 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{momento distribuito}$

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	$N_{Ed} [\text{kN/m}]$	$V_{Ed} [\text{kN/m}]$	$M_{Ed} [\text{kNm/m}]$
C1	16	0	0
C2	0	7	3
C3.1	0	28	24
C3.2	300	30	46

Combinazioni di calcolo

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
C3.1	1.35	1.01	1.00	0.75	0.75	0.00
C3.2	0.00	1.35	0.00	1.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
$N_{Ed} [\text{kN/m}]$	16	421	16	316	16	16
$V_{Ed} [\text{kN/m}]$	46	77	34	57	27	7
$M_{Ed} [\text{kNm/m}]$	37	91	27	67	21	3

- Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 89T_Verifica a flessione_paraghaia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: 89T_Verifica paraghaia

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,32	3,2
2	12,32	36,8

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 421 0 kN
 M_{xEd} 91 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 acciaio ani cls anni 60
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 334,6 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 31,08 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,673 ‰ σ_{c,adm} 2,25 N/mm²
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0,2
 τ_{c1} 0,9714

M_{xRd} 224,3 kN m
 σ_c -31,08 N/mm²
 σ_s 334,6 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 36,13 ‰
 d 36,8 cm
 x 3,25 x/d 0,08832
 δ 0,7

• Verifica a taglio

NTC 2018				
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	f_{ck} [MPa] =			
f_c [MPa] =	31.08	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =				
f_{ctd} [MPa] =	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_y [MPa] =	334.60	da indagini		
Condizione di verifica				
H [mm] =	400	Altezza della sezione		
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo		
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe		
ϕ_{long} [mm] =	14	Diametro barre longitudinali		
n_{barre_long}	8.00	Numero barre longitudinali		
d [mm] =	368	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
k =	1.74	$= 1 + (200/d)^{0.5}$ con ≤ 2		
A_{sl} [mmq] =	1231.50	Area armatura longitudinale in trazione		
ρ_l =	0.0033	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
v_{min} =	0.4468	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
A_c [mmq] =	400000	Area della sezione		
N_{Ed} [kN] =	0.00	Azione assiale di compressione della sezione		
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0.00	tensione nella sezione		
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	6.22	Tensione massima in compressione utilizzabile		
σ_{cp} [MPa] =	0.00	Tensione di compressione utilizzata a calcolo		
V_{comp} [kN] =	0.00	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$		
V_R [kN] =	167.46	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	164.41	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
V_{Rd} [kN] =	167.46	Resistenza di progetto		
V_{Sdu} [kN] =	77.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

6 ANALISI STRUTTURALE DEI MURI ANDATORI

6.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta le verifiche strutturali e geotecniche condotte sui muri andatori inseriti in prossimità dell'allargamento.

6.2 GEOMETRIA

Muri andatori lato Nord

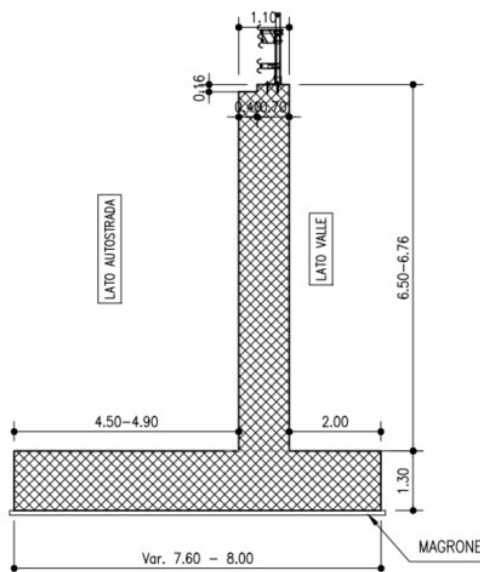


Figura 6-1. Sezione trasversale del muro andatore carreggiata lato Nord

Muri andatori lato Sud

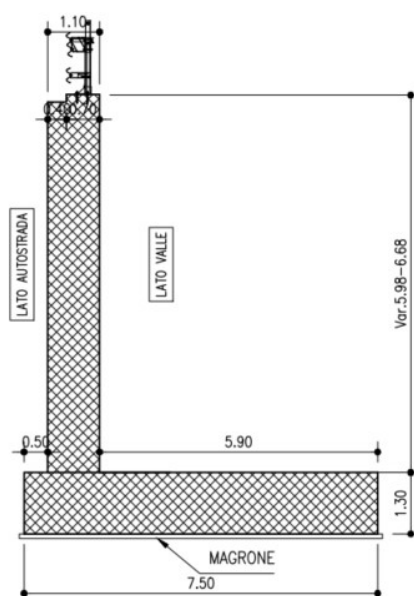


Figura 6-2. Sezione trasversale dei muri andatori carreggiata Sud

6.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati per l'analisi del muro andatore.

- Peso proprio strutturale
- Carichi permanenti non strutturali (terreno di zavorra)
- Spinta delle terre

Il terreno di rilevato presenta le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ \text{ (per i muri carreggiata Sud)}$$

$$\phi' = 40^\circ \text{ (per i muri carreggiata Nord)}$$

Si considera un regime di spinta a riposo per le verifiche strutturali e un regime di spinta attiva per le verifiche geotecniche.

- Sovraccarico accidentale: $q = 20 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

Si considerano i parametri sismici utilizzati per l'analisi della spalla di cui ai capitoli precedenti. Tuttavia, trattandosi di opera di sostegno su fondazione diretta, si è assunto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38 per SLV (vedi cap. 7.11.6.2.1 delle NTC2018).

La componente dinamica della spinta del terreno, in presenza di un evento sismico, è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe.

- Urto su sicurtà

Si considera la trattazione ed i parametri riportati al cap. 3.2.3.4 del presente elaborato.

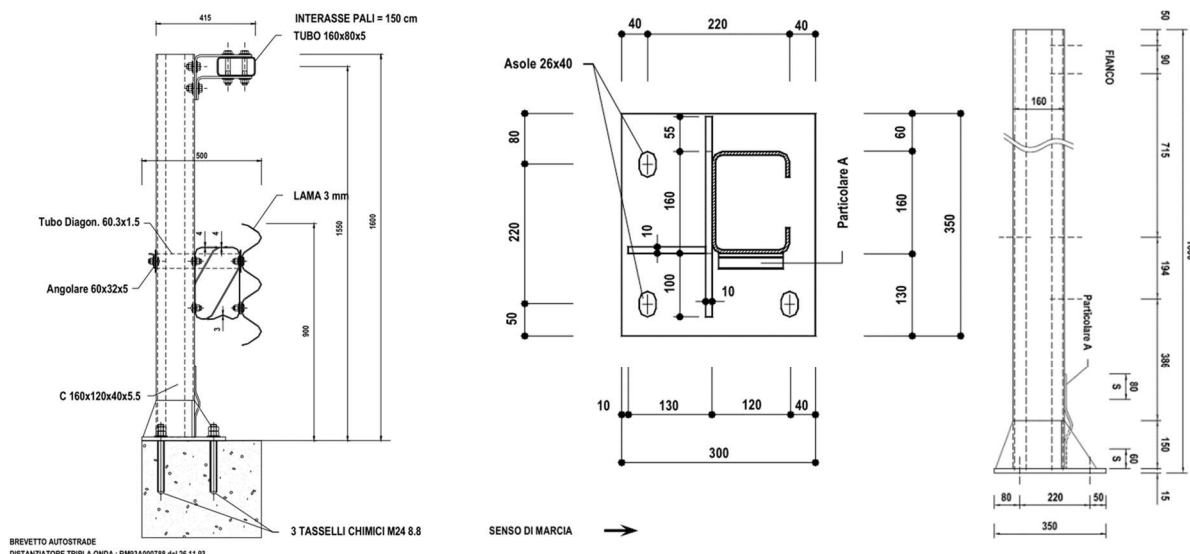
LG03/2020

Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020

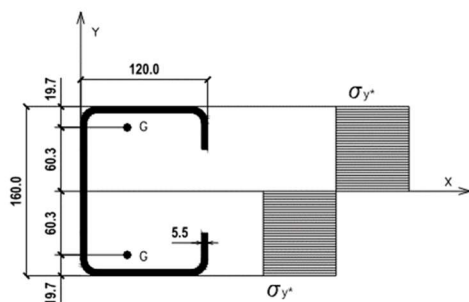
NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.



Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento $f_y = 235 \text{ MPa}$. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

$$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g = 34.01 \text{ kNm}$$

$$A_{sez_mont} = 1200 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$d_g = 120.6 \text{ mm}$$

$$F_{urto} = M_{pl} / h^* = 54.85 \text{ kN}$$

$$h = h_c + h_b = 1000 \text{ mm}$$

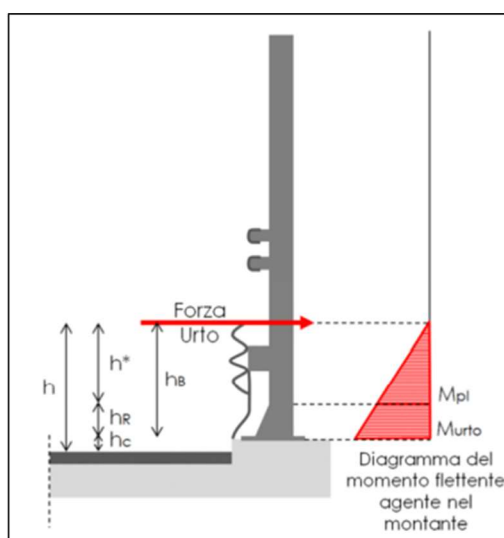
$$h_R = 330 \text{ mm}$$

$$h_c = 50 \text{ mm}$$

$$h_b = h - h_c = 950 \text{ mm}$$

$$h^* = h - h_R - h_c = 620 \text{ mm}$$

$$M_{urto} = F_{urto} \times h_b = 52.11 \text{ kNm}$$



L'azione sollecitante di progetto è valutata pari dal valore del momento plastico incrementato di un coefficiente di sovrarresistenza di 1.50 come indicato nello stesso paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018..

$$V_{urto} = 1.5$$

$$H_{sd} = 82.28 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 78.17 \text{ kNm}$$

Si fa presente che:

- le combinazioni di calcolo sono desunte dal cap.2.5.3 delle NTC2018;
- a favore di sicurezza, la quota della falda è impostata all'intradosso del plinto di fondazione;
- le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante) sono condotte in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) come indicato al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018, utilizzando i coefficienti di cui alle Tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I contenute nelle NTC2018.

6.4 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sui muri andatori lato Nord e Sud.

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

	B1 _{medio} [m] (lato monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{Tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]		
B [m]								
7.50	4.40	1.10	2.00	8.05	1.30	6.75		

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	X _{Bdente} [m]
6.70	4.90	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
(rispetto O)							

H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _L [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	4.19	0.00	4.82	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - ASSENTE

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

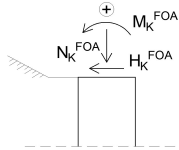


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

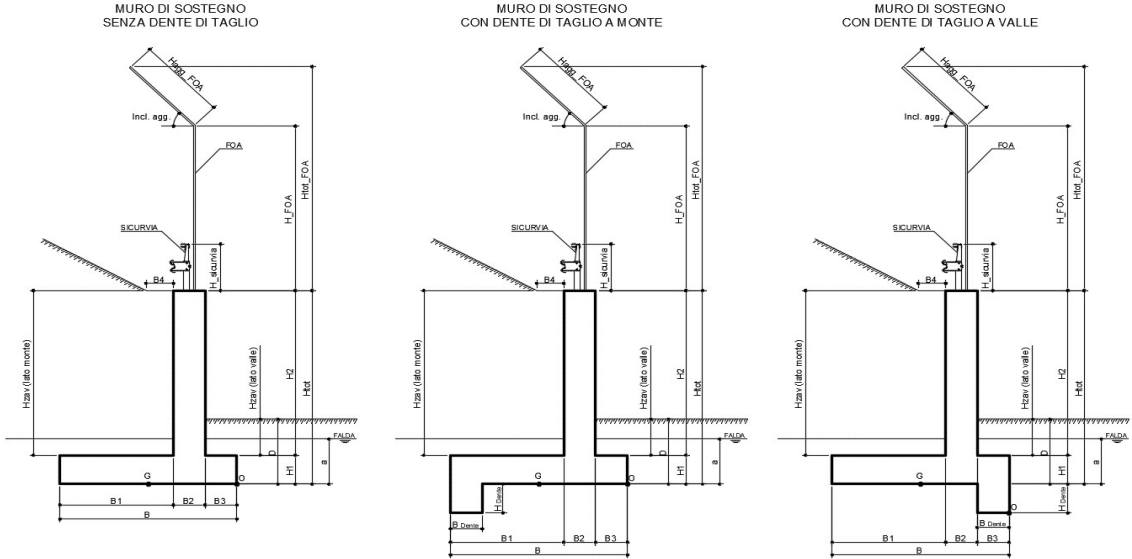


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

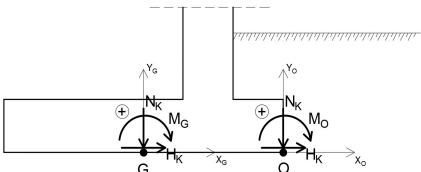


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	243.75	-3.75	0.65	-914.06	0.00	0.65	0.00
Paramento c.a.	25	185.63	-2.55	4.68	-473.34	1.20	4.68	222.75
FOA		0.00	-2.55	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	589.60	-5.30	4.65	-3124.88	-1.55	4.65	-913.88
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.03	8.00	0.00	-2.28	8.00	0.00
Zavorra lato valle	20	196.00	-1.00	3.75	-196.00	2.75	3.75	539.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Siccurvia		0.00	-2.55	9.05	0.00	1.20	9.05	0.00
Totale		1215			-4708			-152

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

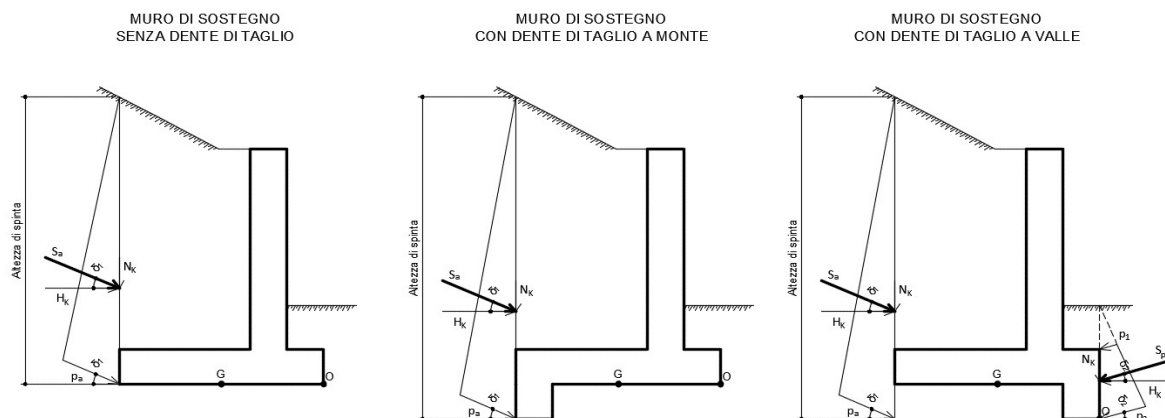


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	8.00
-----------------------	------

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]
M1	0.200	127.90	57.40	114.30	-7.50	2.67	-125.73

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

Comb.	k_p	$p1$ [kN/mq]	$p2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_o [kNm/m]
M1	127.90	57.40	114.30	-125.73

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	8.00
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
M1	127.90	57.40	114.30	-3.75	2.67	89.53

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_g [kNm/m]
M1	127.90	57.40	114.30	89.53

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muri andatori LATO NORD BOLOGNA**

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	8.00
-----------------------	------

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	127.90	57.40	114.30	-3.75	2.67	89.53

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00
------------------------	------

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_b	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	127.90	57.40	114.30	89.53

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m]	8.00
------------------	------

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.357	228.62	0.00	228.62	-3.75	2.67	609.64

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m ²]	20
--------------------------	----

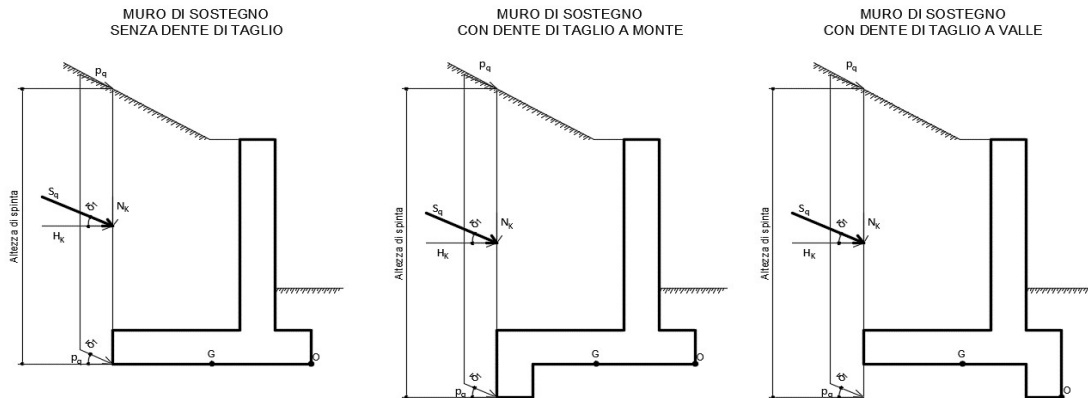


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
88.00	-5.30	-466.40	-1.55	-136.40

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m]	8.00
------------------	------

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.200	31.98	14.35	28.57	-7.50	4.00	6.67

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m]	8.00
------------------	------

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	31.98	14.35	28.57	-3.75	4.00	60.48

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m]	8.00
------------------	------

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.357	57.15	0.00	57.15	-3.75	4.00	228.62

Cliente: |Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
Commissa: |Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
Argomento |Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata: |Muri andatori LATO NORD BOLOGNA

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	H_{URTO} [m]
82.28	1.00

come da Linee Guida ASPI

come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	11.15	4.82	4.82	51.21	9.05	463.47
n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	11.15	4.82	4.82	51.21	9.05	463.47

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-15.95	31.90	-3.75	0.65	80.54	0.00	0.65	20.73
Paramento c.a.	-12.15	24.29	-2.55	4.68	144.53	1.20	4.68	98.99
FOA	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-38.58	77.16	-5.30	4.65	563.24	-1.55	4.65	418.57
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.03	8.00	0.00	-2.28	8.00	0.00
Zavorra lato valle	-12.82	25.65	-1.00	3.75	109.01	2.75	3.75	60.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Sicurvità	0.00	0.00	-2.55	9.05	0.00	1.20	9.05	0.00
Totale	-79	159			897			599

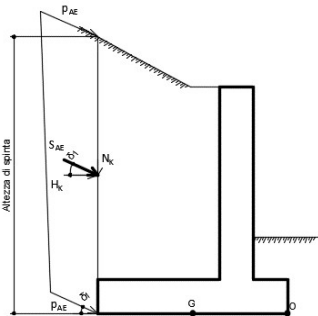
Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	15.95	31.90	-3.75	0.65	-39.07	0.00	0.65	20.73
Paramento c.a.	12.15	24.29	-2.55	4.68	82.59	1.20	4.68	128.14
FOA	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	38.58	77.16	-5.30	4.65	154.31	-1.55	4.65	298.98
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.03	8.00	0.00	-2.28	8.00	0.00
Zavorra lato valle	12.82	25.65	-1.00	3.75	83.36	2.75	3.75	131.45
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Sicurvità	0.00	0.00	-2.55	9.05	0.00	1.20	9.05	0.00
Totale	79	159			281			579

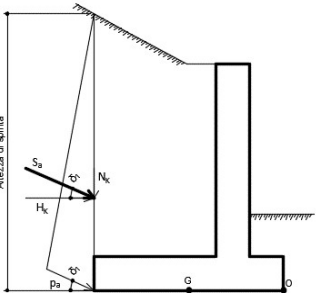
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI
MONONOBÉ OKABE



SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA



SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

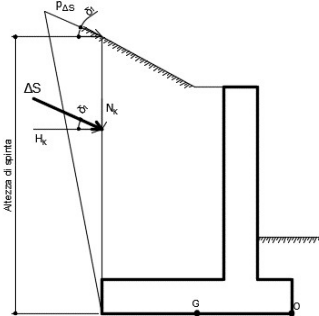


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO NORD BOLOGNA

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.340	196.34	68.44
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	30.71	61.16	-7.50	4.00	14.27

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.310	217.54	89.64
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	40.23	80.10	-7.50	4.00	18.69

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.282	168.53	40.63
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	18.23	36.31	-3.75	4.00	76.85

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.270	184.26	56.36
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	25.29	50.36	-3.75	4.00	106.61

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.282	168.53	40.63
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	18.23	36.31	-3.75	4.00	76.85

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.270	184.26	56.36
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	25.29	50.36	-3.75	4.00	106.61

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.282	168.53	40.63
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	40.63	-3.75	4.00	162.51

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	127.90	0.270	184.26	56.36
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	56.36	-3.75	4.00	225.44

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	40.00
ϕ' [rad]	0.70
δ_{es} [°]	26.67
δ_{es} [rad]	0.47
δ_{sism} [°]	26.67
δ_{sism} [rad]	0.47
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.357
$k_{a\ es}$	0.200
$k_{a\ sism}$	0.200

peso specifico
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
angolo che la parete forma con la verticale
inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
condizioni di esercizio
condizioni sismiche

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_u [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
peso specifico sommerso
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
coesione efficace
resistenza non drenata
condizioni di esercizio
si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

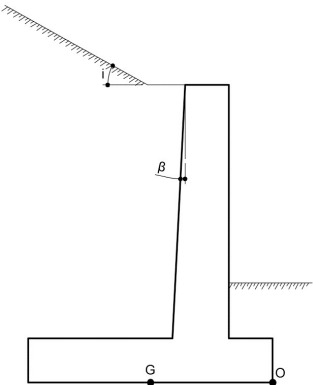


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località:Opera 89T

Vita nominale:VN50anni

Classe d'uso:IV

CU2

Periodo di riferimento per azione sismica:VR100anni

Parametri sismici:

Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
SLV	0.1	949	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo:D

Categoria topografica:T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
SLV	949	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale

Coefficiente sismico verticale

k _h	0.131	0.196
k _v	0.065	0.098

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
δ _{sism_M1}	26.67	0.47	26.67	0.47
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	40.00	0.70	40.00	0.70

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.282	0.340
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88	1.031

k _{AE} - M1	0.282	0.340
----------------------	-------	-------

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	0.18
δ _{sism_M1}	26.67	0.47	26.67	0.47
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	40.00	0.70	40.00	0.70

β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.27	0.310
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.85	0.954

k _{AE} - M1	0.270	0.310
----------------------	-------	-------

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1215	0	-152	0	229	610	88	0	-136
	C3 - componente orizzontale (b)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	57	229	0	0	0	0	51	463
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-79	159	599	79	159	579
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	41	163	0	56	225			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - oriz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N _{Ed} [kN/m]	1215	1711	1215	1678	1135	1294	1215	1233	1215
M _{Ed} [kNm/m]	983	733	898	699	1265	1308	967	939	686
V _{Ed} [kN/m]	383	383	361	361	440	455	291	291	286

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - oriz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N _{Ed} [kN/m]	1303	1215	1281	1215	1281	1215	1233	1215	1233
M _{Ed} [kNm/m]	550	629	527	629	527	503	476	503	476
V _{Ed} [kN/m]	286	271	271	271	271	240	240	240	240

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1215	1711	1215	1678	1135	1294	1215	1233
M_{Ed} [kNm/m]	983	733	898	699	1265	1308	967	939
$B/6$ [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
e [m]	0.81	0.43	0.74	0.42	1.11	1.01	0.80	0.76
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	162.00	228.20	162.00	223.80	151.40	172.60	162.00	164.34
σ_M [kN/m ²]	104.89	78.20	95.74	74.51	134.93	139.52	103.11	100.20
σ_A [kN/m ²]	266.89	306.39	257.74	298.30	286.33	312.11	265.11	264.55
σ_B [kN/m ²]	57.11	150.00	66.25	149.29	16.47	33.08	58.88	64.14
u [m]	2.94	3.32	3.01	3.33	2.64	2.74	2.95	2.99
σ_A^* [kN/m ²]	266.89	306.39	257.74	298.30	286.33	312.11	265.11	264.55
σ_B^* [kN/m ²]	57.11	150.00	66.25	149.29	16.47	33.08	58.88	64.14
N_{Rd} [kN/m]	4081.43	4068.82	4089.71	4076.50	3934.32	3936.66	4039.46	4043.93

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	1215	1303	1215	1281	1215	1281	1215	1233
M_{Ed} [kNm/m]	686	550	629	527	629	527	503	476

$B/6$ [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
e [m]	0.56	0.42	0.52	0.41	0.52	0.41	0.41	0.39
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	162.00	173.73	162.00	170.80	162.00	170.80	162.00	164.34
σ_M [kN/m ²]	73.19	58.64	67.09	56.18	67.09	56.18	53.68	50.77
σ_A [kN/m ²]	235.18	232.37	229.09	226.98	229.09	226.98	215.68	215.11
σ_B [kN/m ²]	88.81	115.09	94.91	114.62	94.91	114.62	108.32	113.57
u [m]	3.19	3.33	3.23	3.34	3.23	3.34	3.34	3.36
σ_A^* [kN/m ²]	235.18	232.37	229.09	226.98	229.09	226.98	215.68	215.11
σ_B^* [kN/m ²]	88.81	115.09	94.91	114.62	94.91	114.62	108.32	113.57

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	1215	1233
M_{Ed} [kNm/m]	503	476

$B/6$ [m]	1.25	1.25
e [m]	0.41	0.39
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	162.00	164.34
σ_M [kN/m ²]	53.68	50.77
σ_A [kN/m ²]	215.68	215.11
σ_B [kN/m ²]	108.32	113.57
u [m]	3.34	3.36
σ_A^* [kN/m ²]	215.68	215.11
σ_B^* [kN/m ²]	108.32	113.57

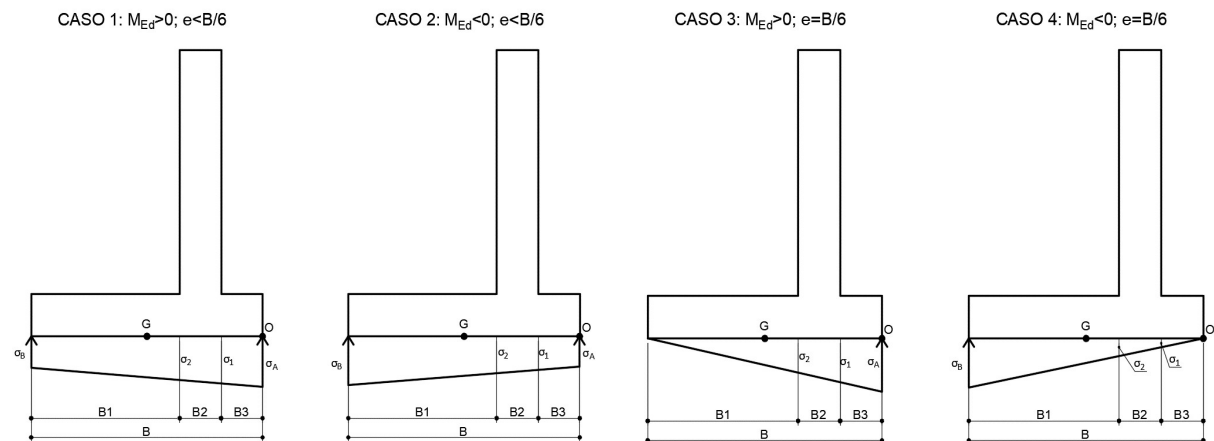


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

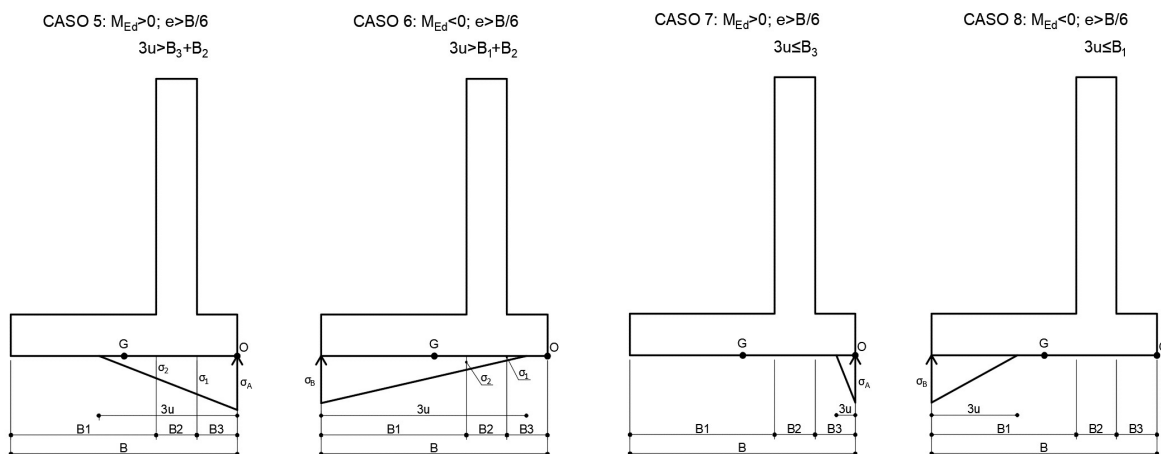


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATTA E RETROZZATTA)

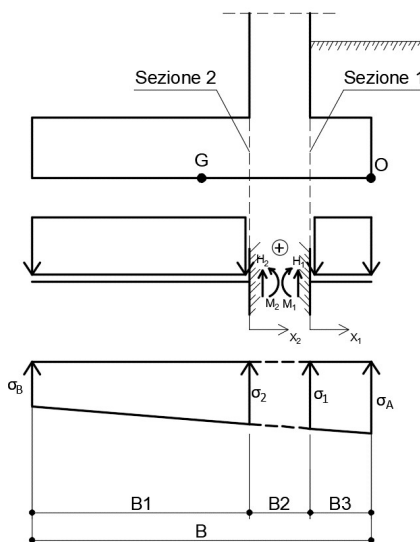


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	65	143	-1.00	-2.20	-65	-315
Zavorra lato monte (costante)	0	590	0.00	-2.20	0	-1297
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.93	0	0
Zavorra lato valle	196	0	-1.00	0.00	-196	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	261	733			-261	-1612

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N_2 [kN/m]	x_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	88.00	-2.20	-193.60

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non k_h 0.131 k_v 0.065

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-4	-9	-1.00	-2.20	4	21
Zavorra lato monte (costante)	0	-39	0.00	-2.20	0	85
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.93	0	0
Zavorra lato valle	-13	0	-1.00	0.00	13	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-17	-48			17	105

Cliente:	Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
Commissa:	Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
Argomento:	Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata:	Muri andatori LATO NORD BOLOGNA

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	4	9	-1.00	-2.20	-4	-21
Zavorra lato monte (costante)	0	39	0.00	-2.20	0	-85
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.93	0	0
Zavorra lato valle	13	0	-1.00	0.00	-13	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	17	48			-17	-105

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	210.94	264.69	206.68	258.57	214.36	237.70	210.12	211.11
σ ₂ [kN/m ²]	180.18	241.75	178.59	236.71	174.78	196.78	179.87	181.71
H ₁ [kN/m]	478	571	464	557	501	550	475	476
M ₁ [kNm/m]	496	585	481	570	525	575	494	493
H ₂ [kN/m]	522	862	539	849	421	506	525	541
M ₂ [kNm/m]	950	1748	1004	1727	670	848	960	1000

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ ₁ [kN/m ²]	196.15	201.09	193.31	197.01	193.31	197.01	187.05	188.04	187.05	188.04
σ ₂ [kN/m ²]	174.68	183.89	173.63	180.53	173.63	180.53	171.30	173.14	171.30	173.14
H ₁ [kN/m]	431	433	422	424	422	424	403	403	403	403
M ₁ [kNm/m]	444	444	434	434	434	434	412	412	412	412
H ₂ [kN/m]	580	658	591	649	591	649	615	631	615	631
M ₂ [kNm/m]	1137	1336	1173	1322	1173	1322	1252	1292	1252	1292

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	217	232	203	218	257	272	214	215
M _{Ed,1} [kNm/m]	235	246	220	231	281	297	233	232

H _{Ed,2} [kN/m]	-211	-223	-194	-202	-264	-275	-207	-209
M _{Ed,2} [kNm/m]	-662	-638	-608	-586	-836	-869	-651	-650

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	170	172	161	163	161	163	142	142	142	142
M _{Ed,1} [kNm/m]	183	183	173	173	173	173	151	151	151	151

H _{Ed,2} [kN/m]	-153	-163	-142	-149	-142	-149	-117	-119	-117	-119
M _{Ed,2} [kNm/m]	-475	-469	-439	-435	-439	-435	-360	-359	-360	-359

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATTE)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATTE)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	272	172	163	142
	MIN H _{Ed}	203	161	142	142
	MAX M _{Ed}	297	183	173	151
	MIN M _{Ed}	220	173	151	151

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-194	-142	-117	-117
	MIN H _{Ed}	-275	-163	-149	-119
	MAX M _{Ed}	-586	-435	-359	-359
	MIN M _{Ed}	-869	-475	-439	-360

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28 N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm ²
		E _c =	32308	N/mm ²	f _{ctm} =	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore		-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore		-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	6283 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	296.54	271.74	1463.63	4.94
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	1.47
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	183.35	0.46	7.06	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	151.26	0.38	5.83	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	Poco sensibile		
					Spaziatura barre	
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	240	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	173.32	0.43	6.68	I
					Spaziatura barre	
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	151.26	0.38	5.83	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	6283	mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	868.76	274.85	1463.63	1.68
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	1.45
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	474.96	1.18	18.30	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	359.98	0.90	13.87	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura		poco sensibile		
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Spaziatura barre		
	σ _s =	240	N/mm²	Sadottata=	100	mm
				Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	149.26	0.37	5.75	I
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Spaziatura barre		
	σ _s =	222	N/mm²	Sadottata=	100	mm
				Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	359.98	0.90	13.87	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

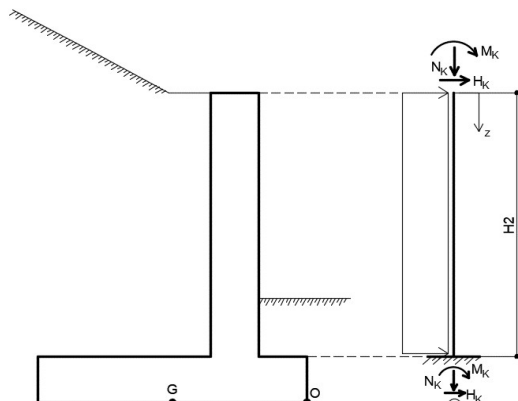


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	18.56	0.00	0.00
1.35	37.13	0.00	0.00
2.03	55.69	0.00	0.00
2.70	74.25	0.00	0.00
3.38	92.81	0.00	0.00
4.05	111.38	0.00	0.00
4.73	129.94	0.00	0.00
5.40	148.50	0.00	0.00
6.08	167.06	0.00	0.00
6.75	185.63	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _q (h=H) [kN/m]	160.35
H _{spinta} [m]	6.70

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	0.00	1.40	0.29
1.35	0.00	6.04	2.62
2.03	0.00	13.93	9.17
2.70	0.00	25.09	22.16
3.38	0.00	39.49	43.77
4.05	0.00	57.15	76.21
4.73	0.00	78.07	121.66
5.40	0.00	102.24	182.33
6.08	0.00	129.67	260.42
6.75	0.00	160.35	358.12

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	S _q (h=H) [kN/m]	47.87
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	0.00	4.47	1.40
1.35	0.00	9.29	6.04
2.03	0.00	14.11	13.93
2.70	0.00	18.93	25.09
3.38	0.00	23.75	39.49
4.05	0.00	28.58	57.15
4.73	0.00	33.40	78.07
5.40	0.00	38.22	102.24
6.08	0.00	43.04	129.67
6.75	0.00	47.87	160.35

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	0.00	0.00	0.00
1.35	0.00	0.00	0.00
2.03	0.00	0.00	0.00
2.70	0.00	0.00	0.00
3.38	0.00	0.00	0.00
4.05	0.00	0.00	0.00
4.73	0.00	0.00	0.00
5.40	0.00	0.00	0.00
6.08	0.00	0.00	0.00
6.75	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]		1.00
(da piano stradale)				
h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	3.52	0.00	23.38	39.15
1.35	3.52	0.00	23.38	54.93
2.03	3.52	0.00	23.38	70.71
2.70	3.52	0.00	23.38	86.49
3.38	3.52	0.00	23.38	102.27
4.05	3.52	0.00	23.38	118.04
4.73	3.52	0.00	23.38	133.82
5.40	3.52	0.00	23.38	149.60
6.08	3.52	0.00	23.38	165.38
6.75	3.52	0.00	23.38	181.16

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.68	0.00	0.00	0.00
1.35	0.00	0.00	0.00
2.03	0.00	0.00	0.00
2.70	0.00	0.00	0.00
3.38	0.00	0.00	0.00
4.05	0.00	0.00	0.00
4.73	0.00	0.00	0.00
5.40	0.00	0.00	0.00
6.08	0.00	0.00	0.00
6.75	0.00	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	-1.21	10.20	3.44
1.35	-2.43	20.40	13.77
2.03	-3.64	30.61	30.99
2.70	-4.86	40.81	55.09
3.38	-6.07	51.01	86.08
4.05	-7.29	61.21	123.96
4.73	-8.50	71.42	168.72
5.40	-9.72	81.62	220.37
6.08	-10.93	91.82	278.91
6.75	-12.15	102.02	344.33

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.200	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.282		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	0.25	0.08
1.35	0.00	1.07	0.70
2.03	0.00	2.48	2.45
2.70	0.00	4.46	5.91
3.38	0.00	7.02	11.67
4.05	0.00	10.16	20.31
4.73	0.00	13.87	32.43
5.40	0.00	18.17	48.60
6.08	0.00	23.04	69.42
6.75	0.00	28.50	95.46

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	1.21	10.20	3.44
1.35	2.43	20.40	13.77
2.03	3.64	30.61	30.99
2.70	4.86	40.81	55.09
3.38	6.07	51.01	86.08
4.05	7.29	61.21	123.96
4.73	8.50	71.42	168.72
5.40	9.72	81.62	220.37
6.08	10.93	91.82	278.91
6.75	12.15	102.02	344.33

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.200	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.270		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	0.34	0.11
1.35	0.00	1.49	0.97
2.03	0.00	3.43	3.39
2.70	0.00	6.18	8.19
3.38	0.00	9.74	16.19
4.05	0.00	14.09	28.18
4.73	0.00	19.25	44.99
5.40	0.00	25.21	67.42
6.08	0.00	31.97	96.30
6.75	0.00	39.53	132.43

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
(C3): Sovraccarico accidentale
(C4): Urto veicolo in svio
(C5): Azione del vento
(CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.68	18.56	8.51	2.47	24.13	8.51	2.47	18.56	6.84	1.95
1.35	37.13	21.78	12.46	48.26	21.78	12.46	37.13	18.30	10.19
2.03	55.69	39.28	32.83	72.39	39.28	32.83	55.69	33.99	27.60
2.70	74.25	61.01	66.43	96.53	61.01	66.43	74.25	53.91	57.03
3.38	92.81	86.97	116.14	120.66	86.97	116.14	92.81	78.06	101.33
4.05	111.38	117.17	184.80	144.79	117.17	184.80	111.38	106.45	163.37
4.73	129.94	151.59	275.27	168.92	151.59	275.27	129.94	139.07	245.99
5.40	148.50	190.25	390.40	193.05	190.25	390.40	148.50	175.92	352.06
6.08	167.06	233.14	533.05	217.18	233.14	533.05	167.06	217.00	484.43
6.75	185.63	280.26	706.09	241.31	280.26	706.09	185.63	262.31	645.95

h [m]	SLU-4			ECC			SISM-1		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.68	24.13	6.84	1.95	18.56	25.66	39.72	17.35	12.74	4.09
1.35	48.26	18.30	10.19	37.13	31.27	58.75	34.70	29.37	18.29
2.03	72.39	33.99	27.60	55.69	40.13	82.67	52.04	49.84	45.39
2.70	96.53	53.91	57.03	74.25	52.25	113.66	69.39	74.14	88.17
3.38	120.66	78.06	101.33	92.81	67.62	153.93	86.74	102.27	149.42
4.05	144.79	106.45	163.37	111.38	86.24	205.68	104.09	134.24	231.91
4.73	168.92	139.07	245.99	129.94	108.13	271.10	121.44	170.04	338.43
5.40	193.05	175.92	352.06	148.50	133.26	352.38	138.78	209.68	471.76
6.08	217.18	217.00	484.43	167.06	161.65	451.73	156.13	253.14	634.68
6.75	241.31	262.31	645.95	185.63	193.30	571.35	173.48	300.45	829.98
h [m]	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.68	19.78	12.83	4.12	18.56	5.86	1.69	18.56	4.74	1.34
1.35	39.55	29.79	18.56	37.13	15.32	8.65	37.13	13.00	7.14
2.03	59.33	50.80	46.34	55.69	28.04	23.11	55.69	24.52	19.62
2.70	79.11	75.86	90.46	74.25	44.02	47.24	74.25	39.28	40.97
3.38	98.89	104.99	153.94	92.81	63.25	83.26	92.81	57.31	73.39
4.05	118.66	138.17	239.77	111.38	85.73	133.36	111.38	78.59	119.07
4.73	138.44	175.41	350.98	129.94	111.47	199.73	129.94	103.12	180.21
5.40	158.22	216.71	490.58	148.50	140.46	284.58	148.50	130.91	259.02
6.08	177.99	262.07	661.56	167.06	172.71	390.09	167.06	161.95	357.67
6.75	197.77	311.48	866.95	185.63	208.22	518.47	185.63	196.25	478.39
h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.68	18.56	4.74	1.34	18.56	2.29	0.57	18.56	2.29	0.57
1.35	37.13	13.00	7.14	37.13	7.89	3.82	37.13	7.89	3.82
2.03	55.69	24.52	19.62	55.69	16.76	11.96	55.69	16.76	11.96
2.70	74.25	39.28	40.97	74.25	28.87	27.18	74.25	28.87	27.18
3.38	92.81	57.31	73.39	92.81	44.24	51.67	92.81	44.24	51.67
4.05	111.38	78.59	119.07	111.38	62.87	87.64	111.38	62.87	87.64
4.73	129.94	103.12	180.21	129.94	84.75	137.27	129.94	84.75	137.27
5.40	148.50	130.91	259.02	148.50	109.89	202.78	148.50	109.89	202.78
6.08	167.06	161.95	357.67	167.06	138.28	286.36	167.06	138.28	286.36
6.75	185.63	196.25	478.39	185.63	169.93	390.19	185.63	169.93	390.19

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 6.75m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	186	0	0
C2	0	160	358
C3	0	48	160
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	23	181
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-12	102	344
CS1 (+kV)	12	102	344
CS2 (-kV)	0	28	95
CS2 (+kV)	0	40	132

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 6.75m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	186	280	706
SLU-2	241	280	706
SLU-3	186	262	646
SLU-4	241	262	646
ECC	186	193	571
SISM-1	173	300	830
SISM-2	198	311	867
SLE-RARA-1	186	208	518
SLE-RARA-2	186	196	478
SLE-FREQ-1	186	196	478
SLE-FREQ-2	186	170	390
SLE-QP	186	170	390

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 6.75m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	173	311	867
SLE-RARA	186	208	518
SLE-FREQ	186	196	478
SLE-QP	186	170	390

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1100	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.		Lato valle	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Lato monte	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4712 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} M _{Ed}
ENV-SLU	incastro con paramento	173.48	866.95	311.48	1307.18	1.51
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} V _{Ed}
ENV-SLU	incastro con paramento	364.70	-	-	364.70	1.17
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	751.8	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	185.63	518.47	2.02	32.05	I
ENV-QP	incastro con paramento	185.63	390.19	1.52	24.12	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Aggressive	Armatura		Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	185.63	478.39	1.86	29.56	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	182	N/mm²	Smax=	200	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	185.63	390.19	1.52	24.12	I

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 20 / 20
		lato monte	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	260.00	-4.00	0.65	-1040.00	0.00	0.65	0.00
Paramento c.a.	25	200.75	-2.55	4.95	-511.91	1.45	4.95	291.09
FOA		0.00	-2.55	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	710.50	-5.55	4.93	-3943.28	-1.55	4.93	-1101.28
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.37	8.55	0.00	-2.37	8.55	0.00
Zavorra lato valle	20	141.20	-1.00	3.07	-141.20	3.00	3.07	423.60
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Siccurvia		0.00	-2.55	9.60	0.00	1.45	9.60	0.00
Totale		1312			-5636			-387

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

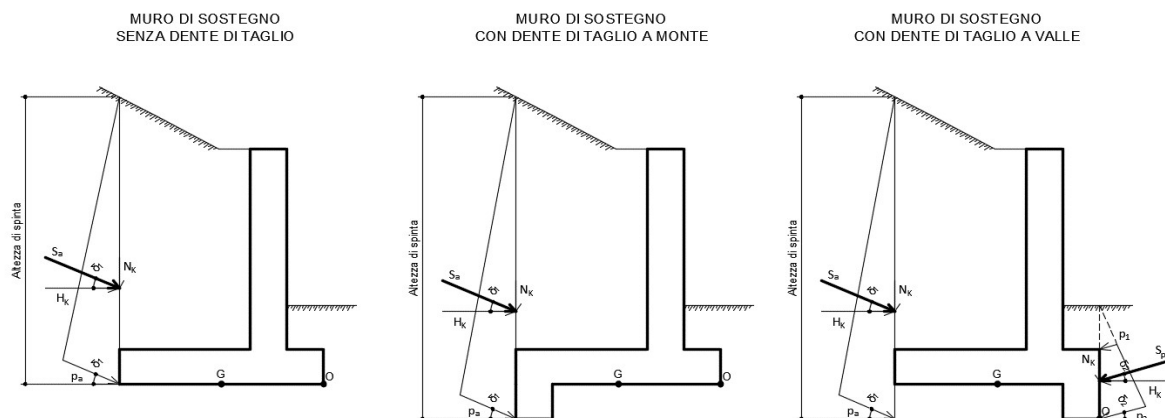


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]

8.55

Comb.	k _a	S _{ta} [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _o [m]	y _o [m]	M _o [kNm/m]
M1	0.200	146.09	65.57	130.55	-8.00	2.85	-152.46

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]

0.00

Comb.	k _p	p1 [kN/mq]	p2 [kN/mq]	S _p [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _o [m]	y _o [m]	M _k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S _t [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _o [kNm/m]
M1	146.09	65.57	130.55	-152.46

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]

8.55

Comb.	S _{ta} [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
M1	146.09	65.57	130.55	-4.00	2.85	109.81

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]

0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k _p	S1 [kN/mq]	S2 [kN/mq]	S _p [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S _t [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _G [kNm/m]
M1	146.09	65.57	130.55	109.81

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO NORD RIMINI

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 8.55

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	146.09	65.57	130.55	-4.00	2.85	109.81

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	146.09	65.57	130.55	109.81

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 8.55

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.357	261.13	0.00	261.13	-4.00	2.85	744.22

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

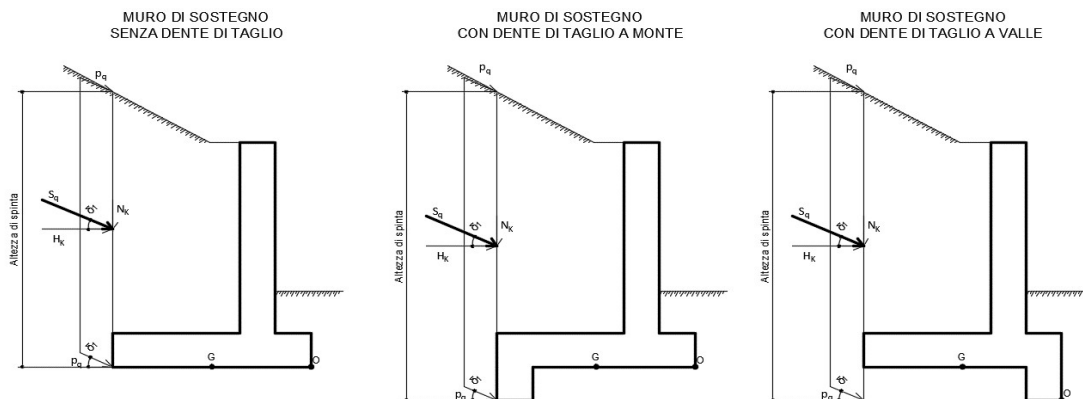


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
98.00	-5.55	-543.90	-1.55	-151.90

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.55

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.200	34.17	15.34	30.54	-8.00	4.28	7.86

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 8.55

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	34.17	15.34	30.54	-4.00	4.28	69.21

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 8.55

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.357	61.08	0.00	61.08	-4.00	4.28	261.13

Ciente: |Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
Commissa: |Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
Argomento |Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata: |Muri andatori LATO NORD RIMINI

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]		H_{URTO} [m]	
82.28	come da Linee Guida ASPI	1.00	come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	11.70	15.50	11.70	21.10	9.60	202.54
n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	11.70	15.50	11.70	21.10	9.60	202.54

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-17.01	34.02	-4.00	0.65	90.16	0.00	0.65	22.12
Paramento c.a.	-13.14	26.27	-2.55	4.95	163.53	1.45	4.95	110.99
FOA	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-46.49	92.98	-5.55	4.93	715.92	-1.55	4.93	529.97
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.37	8.55	0.00	-2.37	8.55	0.00
Zavorra lato valle	-9.24	18.48	-1.00	3.07	65.87	3.00	3.07	28.92
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Sicurvita	0.00	0.00	-2.55	9.60	0.00	1.45	9.60	0.00
Totale	-86	172			1035			692

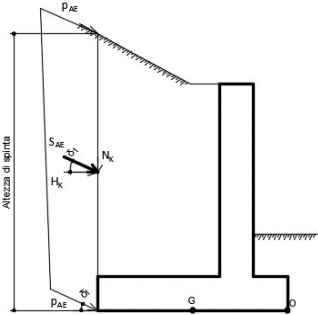
Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	17.01	34.02	-4.00	0.65	-45.93	0.00	0.65	22.12
Paramento c.a.	13.14	26.27	-2.55	4.95	96.54	1.45	4.95	149.08
FOA	0.00	0.00	-2.55	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	46.49	92.98	-5.55	4.93	199.90	-1.55	4.93	385.85
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.37	8.55	0.00	-2.37	8.55	0.00
Zavorra lato valle	9.24	18.48	-1.00	3.07	47.40	3.00	3.07	84.35
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	0.00	0.00
Sicurvita	0.00	0.00	-2.55	9.60	0.00	1.45	9.60	0.00
Totale	86	172			298			641

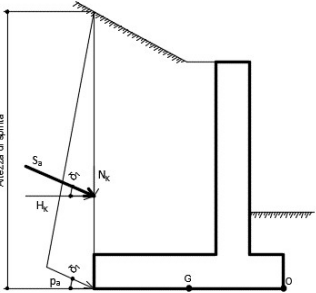
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI
MONONOBÉ OKABE



SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA



SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

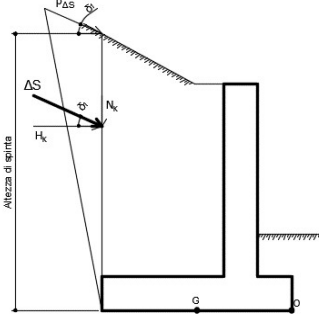


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO NORD RIMINI

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.340	224.26	78.17
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	35.08	69.86	-8.00	4.28	17.97

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.310	248.48	102.39
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	45.95	91.50	-8.00	4.28	23.54

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.282	192.50	46.41
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20.83	41.47	-4.00	4.28	93.97

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.270	210.47	64.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	28.89	57.53	-4.00	4.28	130.36

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.282	192.50	46.41
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	20.83	41.47	-4.00	4.28	93.97

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.270	210.47	64.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	28.89	57.53	-4.00	4.28	130.36

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.282	192.50	46.41
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	46.41	-4.00	4.28	198.38

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.20	146.09	0.270	210.47	64.37
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	64.37	-4.00	4.28	275.20

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	40.00
ϕ' [rad]	0.70
δ_{es} [°]	26.67
δ_{es} [rad]	0.47
δ_{sism} [°]	26.67
δ_{sism} [rad]	0.47
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.357
$k_{a\ es}$	0.200
$k_{a\ sism}$	0.200

peso specifico
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
angolo che la parete forma con la verticale
inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
condizioni di esercizio
condizioni sismiche

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_u [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
peso specifico sommerso
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
coesione efficace
resistenza non drenata
condizioni di esercizio
si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

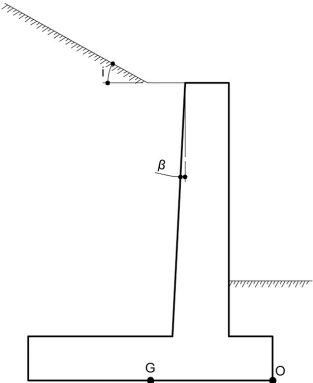


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località: | Opera 89T

Vita nominale: | VN | 50 | anni

Classe d'uso: | | IV |

| CU | 2 |

Periodo di riferimento per azione sismica: | VR | 100 | anni

Parametri sismici:	Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
	SLV	0.1	949	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo: | D

Categoria topografica: | T1

Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s2]
	SLV	949	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		STR/GEO	RIB	β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)
	β	0.38	0.57	

Coefficiente sismico orizzontale	k _h	0.131	0.196
Coefficiente sismico verticale	k _v	0.065	0.098

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
δ _{sism_M1}	26.67	0.47	26.67	0.47
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	40.00	0.70	40.00	0.70
β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.282		0.340
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.88		1.031
	k _{AE} - M1	0.282		0.340

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	0.18
δ _{sism_M1}	26.67	0.47	26.67	0.47
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
φ' _d - M1	40.00	0.70	40.00	0.70
β ≤ (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.27		0.310
β > (φ' _d - θ)	k _{AE} - M1	0.85		0.954
	k _{AE} - M1	0.270		0.310

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1312	0	-387	0	261	744	98	0	-152
	C3 - componente orizzontale (b)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	61	261	0	0	0	0	21	203
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-86	172	692	86	172	641
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	46	198	0	64	275			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - oriz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N _{Ed} [kN/m]	1312	1853	1312	1816	1227	1398	1312	1332	1312
M _{Ed} [kNm/m]	973	629	875	588	1300	1326	612	582	619
V _{Ed} [kN/m]	431	431	408	408	492	509	294	294	322

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - oriz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N _{Ed} [kN/m]	1410	1312	1386	1312	1386	1312	1332	1312	1332
M _{Ed} [kNm/m]	467	553	440	553	440	410	379	410	379
V _{Ed} [kN/m]	322	307	307	307	307	273	273	273	273

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1312	1853	1312	1816	1227	1398	1312	1332
M_{Ed} [kNm/m]	973	629	875	588	1300	1326	612	582
$B/6$ [m]	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
e [m]	0.74	0.34	0.67	0.32	1.06	0.95	0.47	0.44
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	164.06	231.65	164.06	227.05	153.32	174.79	164.06	166.51
σ_M [kN/m ²]	91.18	58.95	82.00	55.11	121.90	124.36	57.41	54.56
σ_A [kN/m ²]	255.24	290.60	246.06	282.16	275.22	299.15	221.47	221.07
σ_B [kN/m ²]	72.87	172.70	82.06	171.95	31.42	50.43	106.64	111.94
u [m]	3.26	3.66	3.33	3.68	2.94	3.05	3.53	3.56
σ_A^* [kN/m ²]	255.24	290.60	246.06	282.16	275.22	299.15	221.47	221.07
σ_B^* [kN/m ²]	72.87	172.70	82.06	171.95	31.42	50.43	106.64	111.94
N_{Rd} [kN/m]	3777.69	3781.57	3779.84	3783.06	3763.65	3759.42	3785.20	3785.65

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	1312	1410	1312	1386	1312	1386	1312	1332
M_{Ed} [kNm/m]	619	467	553	440	553	440	410	379

$B/6$ [m]	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33	1.33
e [m]	0.47	0.33	0.42	0.32	0.42	0.32	0.31	0.28
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	164.06	176.31	164.06	173.24	164.06	173.24	164.06	166.51
σ_M [kN/m ²]	58.01	43.77	51.89	41.21	51.89	41.21	38.42	35.58
σ_A [kN/m ²]	222.07	220.08	215.95	214.45	215.95	214.45	202.48	202.08
σ_B [kN/m ²]	106.05	132.54	112.17	132.04	112.17	132.04	125.63	130.93
u [m]	3.53	3.67	3.58	3.68	3.58	3.68	3.69	3.72
σ_A^* [kN/m ²]	222.07	220.08	215.95	214.45	215.95	214.45	202.48	202.08
σ_B^* [kN/m ²]	106.05	132.54	112.17	132.04	112.17	132.04	125.63	130.93

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	1312	1332
M_{Ed} [kNm/m]	410	379

$B/6$ [m]	1.33	1.33
e [m]	0.31	0.28
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	164.06	166.51
σ_M [kN/m ²]	38.42	35.58
σ_A [kN/m ²]	202.48	202.08
σ_B [kN/m ²]	125.63	130.93
u [m]	3.69	3.72
σ_A^* [kN/m ²]	202.48	202.08
σ_B^* [kN/m ²]	125.63	130.93

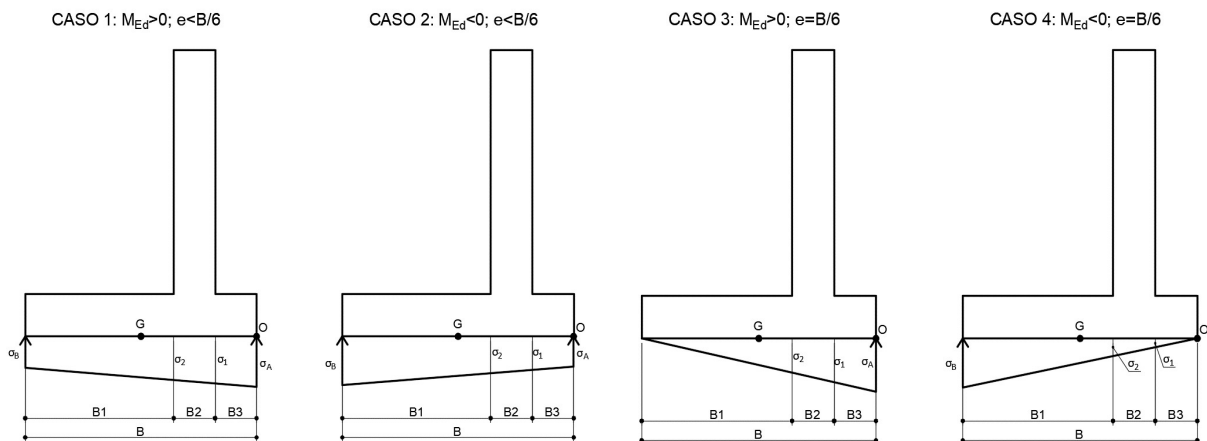


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

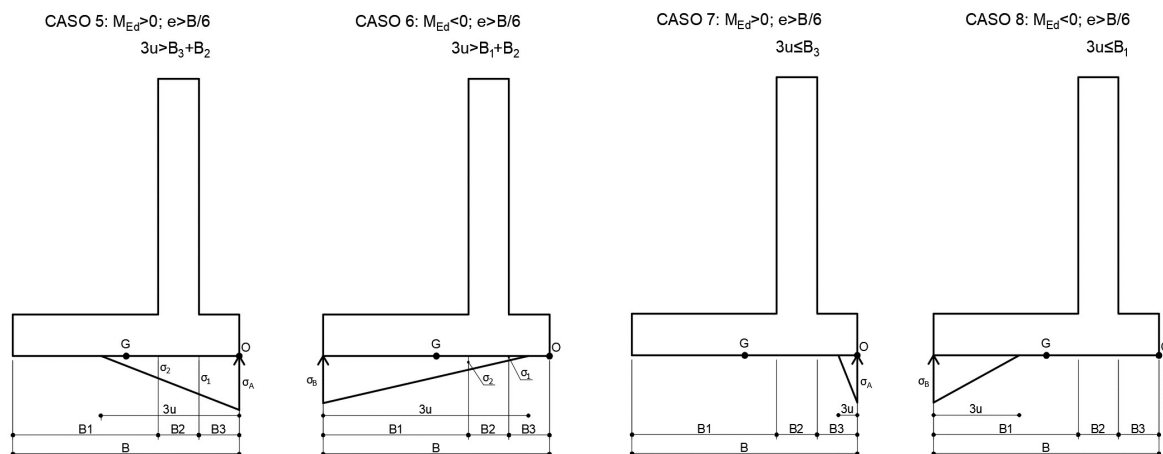


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATTA E RETROZZATTA)

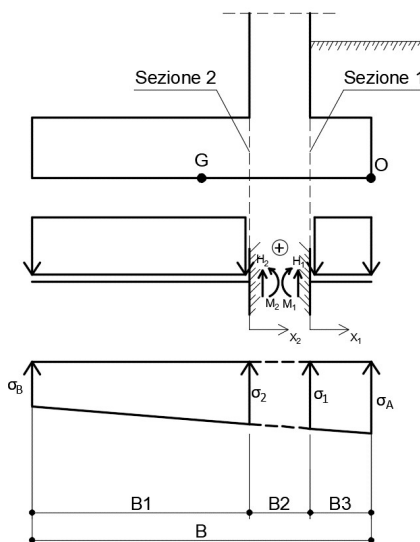


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	65	159	-1.00	-2.45	-65	-390
Zavorra lato monte (costante)	0	711	0.00	-2.45	0	-1741
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-3.27	0	0
Zavorra lato valle	141	0	-1.00	0.00	-141	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	206	870			-206	-2131

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N_2 [kN/m]	x_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	98.00	-2.45	-240.10

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-4	-10	-1.00	-2.45	4	26
Zavorra lato monte (costante)	0	-46	0.00	-2.45	0	114
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-3.27	0	0
Zavorra lato valle	-9	0	-1.00	0.00	9	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-13	-57			13	139

Cliente:	Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
Commissa:	Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
Argomento:	Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
Sezione analizzata:	Muri andatori LATO NORD RIMINI

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	4	10	-1.00	-2.45	-4	-26
Zavorra lato monte (costante)	0	46	0.00	-2.45	0	-114
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-3.27	0	0
Zavorra lato valle	9	0	-1.00	0.00	-9	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	13	57			-13	-139

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	209.65	261.12	205.06	254.61	214.27	236.97	192.76	193.79
σ ₂ [kN/m ²]	184.57	244.91	182.51	239.45	180.75	202.77	176.97	178.78
H ₁ [kN/m]	465	552	451	537	489	536	414	415
M ₁ [kNm/m]	480	562	465	546	510	557	424	424
H ₂ [kN/m]	631	1023	648	1008	520	620	695	712
M ₂ [kNm/m]	1322	2362	1387	2334	975	1215	1562	1611

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ ₁ [kN/m ²]	193.06	198.19	190.00	193.85	190.00	193.85	183.27	184.29	183.27	184.29
σ ₂ [kN/m ²]	177.11	186.15	175.73	182.52	175.73	182.52	172.70	174.51	172.70	174.51
H ₁ [kN/m]	415	418	406	408	406	408	386	386	386	386
M ₁ [kNm/m]	425	426	415	415	415	415	392	392	392	392
H ₂ [kN/m]	694	781	705	771	705	771	731	748	731	748
M ₂ [kNm/m]	1557	1806	1601	1787	1601	1787	1697	1746	1697	1746

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	259	284	245	269	297	316	208	209
M _{Ed,1} [kNm/m]	274	293	259	278	317	337	218	218

H _{Ed,2} [kN/m]	-239	-255	-222	-233	-293	-306	-175	-177
M _{Ed,2} [kNm/m]	-809	-768	-744	-706	-1017	-1055	-569	-568

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	209	212	200	202	200	202	180	180	180	180
M _{Ed,1} [kNm/m]	219	219	208	209	208	209	186	186	186	186

H _{Ed,2} [kN/m]	-176	-187	-164	-173	-164	-173	-139	-141	-139	-141
M _{Ed,2} [kNm/m]	-573	-565	-530	-524	-530	-524	-434	-433	-434	-433

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATERA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATERA)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	316	212	202	180
	MIN H _{Ed}	208	200	180	180
	MAX M _{Ed}	337	219	209	186
	MIN M _{Ed}	218	208	186	186

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-175	-164	-139	-139
	MIN H _{Ed}	-306	-187	-173	-141
	MAX M _{Ed}	-568	-524	-433	-433
	MIN M _{Ed}	-1055	-573	-530	-434

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28 N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm ²
		E _c =	32308	N/mm ²	f _{ctm} =	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore		-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore		-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	6283 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	337.15	316.42	1463.63	4.34
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	1.26
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	219.36	0.55	8.45	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	186.11	0.46	7.17	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie		Armatura	Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	240	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	208.97	0.52	8.05	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	186.11	0.46	7.17	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	6283	mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	1055.25	306.31	1463.63	1.39
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	1.30
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	573.43	1.43	22.09	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	434.32	1.08	16.73	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura		poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	240	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	172.60	0.43	6.65	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	434.32	1.08	16.73	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

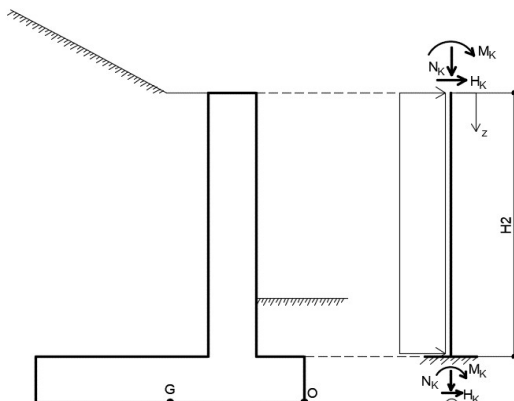


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	20.08	0.00	0.00
1.46	40.15	0.00	0.00
2.19	60.23	0.00	0.00
2.92	80.30	0.00	0.00
3.65	100.38	0.00	0.00
4.38	120.45	0.00	0.00
5.11	140.53	0.00	0.00
5.84	160.60	0.00	0.00
6.57	180.68	0.00	0.00
7.30	200.75	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _q (h=H) [kN/m]	187.76
H _{spinta} [m]	7.25

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	0.00	1.65	0.37
1.46	0.00	7.10	3.34
2.19	0.00	16.36	11.67
2.92	0.00	29.42	28.15
3.65	0.00	46.29	55.55
4.38	0.00	66.97	96.66
5.11	0.00	91.46	154.26
5.84	0.00	119.75	231.12
6.57	0.00	151.85	330.03
7.30	0.00	187.76	453.75

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	S _q (h=H) [kN/m]	51.80
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	0.00	4.86	1.65
1.46	0.00	10.07	7.10
2.19	0.00	15.29	16.36
2.92	0.00	20.50	29.42
3.65	0.00	25.72	46.29
4.38	0.00	30.93	66.97
5.11	0.00	36.15	91.46
5.84	0.00	41.37	119.75
6.57	0.00	46.58	151.85
7.30	0.00	51.80	187.76

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	0.00	0.00	0.00
1.46	0.00	0.00	0.00
2.19	0.00	0.00	0.00
2.92	0.00	0.00	0.00
3.65	0.00	0.00	0.00
4.38	0.00	0.00	0.00
5.11	0.00	0.00	0.00
5.84	0.00	0.00	0.00
6.57	0.00	0.00	0.00
7.30	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]		1.00
(da piano stradale)				
h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	10.40	0.00	7.91	13.69
1.46	10.40	0.00	7.91	19.46
2.19	10.40	0.00	7.91	25.24
2.92	10.40	0.00	7.91	31.01
3.65	10.40	0.00	7.91	36.79
4.38	10.40	0.00	7.91	42.56
5.11	10.40	0.00	7.91	48.34
5.84	10.40	0.00	7.91	54.11
6.57	10.40	0.00	7.91	59.89
7.30	10.40	0.00	7.91	65.67

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.73	0.00	0.00	0.00
1.46	0.00	0.00	0.00
2.19	0.00	0.00	0.00
2.92	0.00	0.00	0.00
3.65	0.00	0.00	0.00
4.38	0.00	0.00	0.00
5.11	0.00	0.00	0.00
5.84	0.00	0.00	0.00
6.57	0.00	0.00	0.00
7.30	0.00	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.73	-1.31	11.99	4.38
1.46	-2.63	23.98	17.50
2.19	-3.94	35.97	39.38
2.92	-5.25	47.96	70.02
3.65	-6.57	59.94	109.40
4.38	-7.88	71.93	157.53
5.11	-9.19	83.92	214.42
5.84	-10.51	95.91	280.06
6.57	-11.82	107.90	354.45
7.30	-13.14	119.89	437.59

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.200	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.282		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.73	0.00	0.29	0.10
1.46	0.00	1.26	0.89
2.19	0.00	2.91	3.11
2.92	0.00	5.23	7.50
3.65	0.00	8.23	14.81
4.38	0.00	11.90	25.77
5.11	0.00	16.25	41.12
5.84	0.00	21.28	61.61
6.57	0.00	26.99	87.97
7.30	0.00	33.37	120.95

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.73	1.31	11.99	4.38
1.46	2.63	23.98	17.50
2.19	3.94	35.97	39.38
2.92	5.25	47.96	70.02
3.65	6.57	59.94	109.40
4.38	7.88	71.93	157.53
5.11	9.19	83.92	214.42
5.84	10.51	95.91	280.06
6.57	11.82	107.90	354.45
7.30	13.14	119.89	437.59

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.200	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.270		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.73	0.00	0.41	0.14
1.46	0.00	1.75	1.23
2.19	0.00	4.03	4.32
2.92	0.00	7.25	10.41
3.65	0.00	11.41	20.54
4.38	0.00	16.51	35.75
5.11	0.00	22.55	57.04
5.84	0.00	29.52	85.47
6.57	0.00	37.44	122.04
7.30	0.00	46.29	167.79

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
(C3): Sovraccarico accidentale
(C4): Urto veicolo in svio
(C5): Azione del vento
(CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.73	20.08	9.43	2.96	26.10	9.43	2.96	20.08	7.61	2.34
1.46	40.15	24.34	14.99	52.20	24.34	14.99	40.15	20.56	12.33
2.19	60.23	44.20	39.71	78.29	44.20	39.71	60.23	38.47	33.57
2.92	80.30	69.01	80.73	104.39	69.01	80.73	80.30	61.32	69.69
3.65	100.38	98.76	141.66	130.49	98.76	141.66	100.38	89.12	124.30
4.38	120.45	133.47	226.12	156.59	133.47	226.12	120.45	121.87	201.01
5.11	140.53	173.12	337.73	182.68	173.12	337.73	140.53	159.57	303.43
5.84	160.60	217.73	480.09	208.78	217.73	480.09	160.60	202.21	435.18
6.57	180.68	267.28	656.81	234.88	267.28	656.81	180.68	249.81	599.87
7.30	200.75	321.78	871.52	260.98	321.78	871.52	200.75	302.36	801.11

h [m]	SLU-4			ECC			SISM-1		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.73	26.10	7.61	2.34	20.08	10.53	14.39	18.76	14.91	5.18
1.46	52.20	20.56	12.33	40.15	17.03	24.22	37.52	34.36	23.15
2.19	78.29	38.47	33.57	60.23	27.33	40.18	56.28	58.29	57.44
2.92	104.39	61.32	69.69	80.30	41.44	65.05	75.05	86.71	111.55
3.65	130.49	89.12	124.30	100.38	59.35	101.60	93.81	119.61	189.02
4.38	156.59	121.87	201.01	120.45	81.07	152.62	112.57	157.00	293.36
5.11	182.68	159.57	303.43	140.53	106.60	220.89	131.33	198.86	428.09
5.84	208.78	202.21	435.18	160.60	135.94	309.19	150.09	245.22	596.74
6.57	234.88	249.81	599.87	180.68	169.08	420.29	168.85	296.05	802.82
7.30	260.98	302.36	801.11	200.75	206.03	556.97	187.61	351.37	1049.85
h [m]	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.73	21.39	15.02	5.22	20.08	6.51	2.03	20.08	5.30	1.61
1.46	42.78	34.84	23.50	40.15	17.18	10.44	40.15	14.66	8.66
2.19	64.17	59.42	58.64	60.23	31.65	28.03	60.23	27.83	23.94
2.92	85.55	88.73	114.46	80.30	49.93	57.57	80.30	44.80	50.22
3.65	106.94	122.80	194.75	100.38	72.01	101.85	100.38	65.58	90.27
4.38	128.33	161.60	303.34	120.45	97.91	163.64	120.45	90.17	146.89
5.11	149.72	205.16	444.02	140.53	127.61	245.72	140.53	118.57	222.86
5.84	171.11	253.46	620.60	160.60	161.12	350.87	160.60	150.78	320.94
6.57	192.50	306.50	836.89	180.68	198.43	481.88	180.68	186.79	443.92
7.30	213.89	364.29	1096.69	200.75	239.56	641.51	200.75	226.61	594.57
h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.73	20.08	5.30	1.61	20.08	2.62	0.70	20.08	2.62	0.70
1.46	40.15	14.66	8.66	40.15	9.12	4.76	40.15	9.12	4.76
2.19	60.23	27.83	23.94	60.23	19.42	14.94	60.23	19.42	14.94
2.92	80.30	44.80	50.22	80.30	33.52	34.03	80.30	33.52	34.03
3.65	100.38	65.58	90.27	100.38	51.44	64.81	100.38	51.44	64.81
4.38	120.45	90.17	146.89	120.45	73.16	110.06	120.45	73.16	110.06
5.11	140.53	118.57	222.86	140.53	98.69	172.55	140.53	98.69	172.55
5.84	160.60	150.78	320.94	160.60	128.03	255.07	160.60	128.03	255.07
6.57	180.68	186.79	443.92	180.68	161.17	360.40	180.68	161.17	360.40
7.30	200.75	226.61	594.57	200.75	198.12	491.30	200.75	198.12	491.30

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 7.3m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	201	0	0
C2	0	188	454
C3	0	52	188
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	8	66
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-13	120	438
CS1 (+kV)	13	120	438
CS2 (-kV)	0	33	121
CS2 (+kV)	0	46	168

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 7.3m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	201	322	872
SLU-2	261	322	872
SLU-3	201	302	801
SLU-4	261	302	801
ECC	201	206	557
SISM-1	188	351	1050
SISM-2	214	364	1097
SLE-RARA-1	201	240	642
SLE-RARA-2	201	227	595
SLE-FREQ-1	201	227	595
SLE-FREQ-2	201	198	491
SLE-QP	201	198	491

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 7.3m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	188	364	1097
SLE-RARA	201	240	642
SLE-FREQ	201	227	595
SLE-QP	201	198	491

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1100	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.		Lato valle	-	-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Lato monte	-	-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4712 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	M _{Ed} M _{Ed}
ENV-SLU	incastro con paramento	187.61	1096.69	364.29	1313.96	1.20
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Ed} V _{Ed}
ENV-SLU	incastro con paramento	364.70	643.55	2545.65	643.55	1.77
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	755.1	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	200.75	641.51	2.50	39.65	I
ENV-QP	incastro con paramento	200.75	491.30	1.91	30.37	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Aggressive	Armatura	Poco sensibile			
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	200.75	594.57	2.31	36.75	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	182	N/mm²	Smax=	200	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	200.75	491.30	1.91	30.37	I

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 20 / 20
		lato monte	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm ²]	f_{ck} [N/mm ²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche del muro di sostegno.

B [m]	B1 _{medio} [m] (lato monte)	B2 _{medio} [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.50	0.50	1.10	5.90	7.98	1.30	6.68

H _{zav} [m] (lato monte)	H _{zav} [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
6.63	2.50	0.00		H _{dente} [m]	B _{dente} [m]	H _{zav valle} [m]	Xg _{dente} [m]
				0.00	0.00	0.00	0.00
(rispetto O)							
H _{sicurvia} [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e _l [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.30	0.00	12.30	0.00	90.00	0.00	SI

Azioni delle FOA - ASSENTE

Descrizione	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
p.p. strut. + p.p. pannelli	0.00	0.00	0.00
Pressione dinamica veicolare	0.00	0.00	0.00
Vento	0.00	0.00	0.00

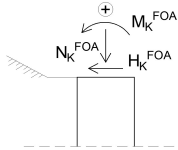


Figura 1 - Convenzione dei segni carichi FOA

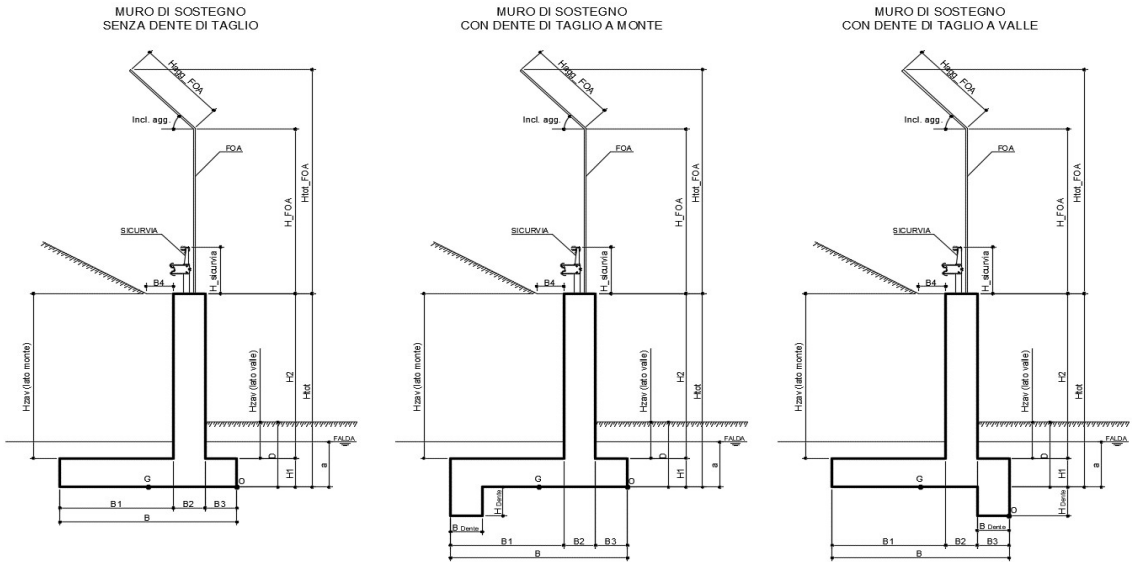


Figura 2 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

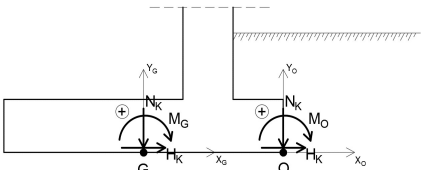


Figura 3 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m ³]	N_k [kN/m]	x_o [m]	y_o [m]	M_o [kNm/m]	x_g [m]	y_g [m]	M_g [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	243.75	-3.75	0.65	-914.06	0.00	0.65	0.00
Paramento c.a.	25	183.70	-6.45	4.64	-1184.87	-2.70	4.64	-495.99
FOA		0.00	-6.45	0.00	0.00	-2.70	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	66.30	-7.25	4.62	-480.68	-3.50	4.62	-232.05
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-7.33	7.93	0.00	-3.58	7.93	0.00
Zavorra lato valle	20	295.00	-2.95	2.55	-870.25	0.80	2.55	236.00
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Siccurvia		0.00	-6.45	8.98	0.00	-2.70	8.98	0.00
Totale		789			-3450			-492

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

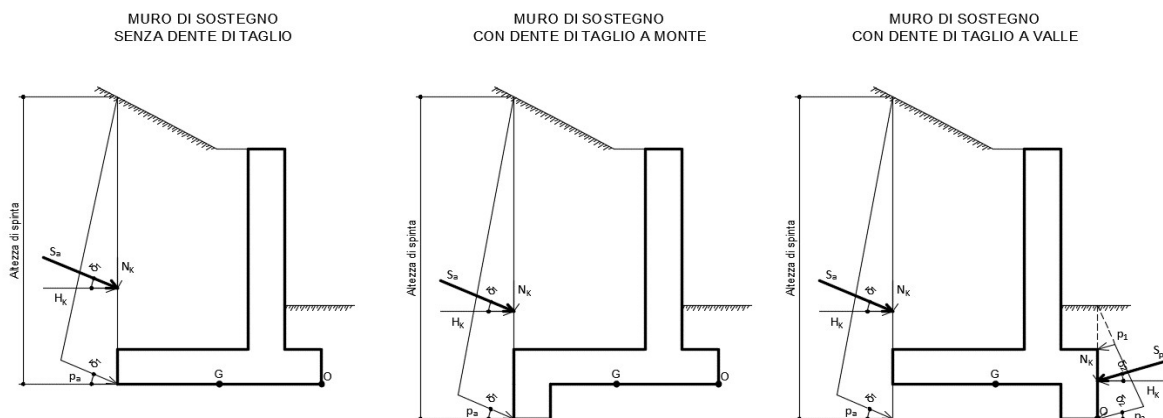


Figura 4 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]

7.93

Comb.	k _a	S _{ta} [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _o [m]	y _o [m]	M _o [kNm/m]
M1	0.244	153.70	60.88	141.13	-7.50	2.64	-83.53

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]

0.00

Comb.	k _p	p1 [kN/mq]	p2 [kN/mq]	S _p [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _o [m]	y _o [m]	M _k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S _t [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _o [kNm/m]
M1	153.70	60.88	141.13	-83.53

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]

7.93

Comb.	S _{ta} [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _G [kNm/m]
M1	153.70	60.88	141.13	-3.75	2.64	144.76

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]

0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k _p	S1 [kN/mq]	S2 [kN/mq]	S _p [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	x _G [m]	y _G [m]	M _k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S _t [kN/m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _G [kNm/m]
M1	153.70	60.88	141.13	144.76

Cliente: **Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna**
 Commessa: **Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)**
 Argomento: **Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno**
 Sezione analizzata: **Muri andatori LATO SUD**

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m] 7.93

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	153.70	60.88	141.13	-3.75	2.64	144.76

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m] 0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_b	$S1$ [kN/mq]	$S2$ [kN/mq]	S_p [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kNm/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	153.70	60.88	141.13	144.76

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di N_k

H_{SPINTA} [m] 7.93

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	268.16	0.00	268.16	-3.75	2.64	708.83

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m²] 20

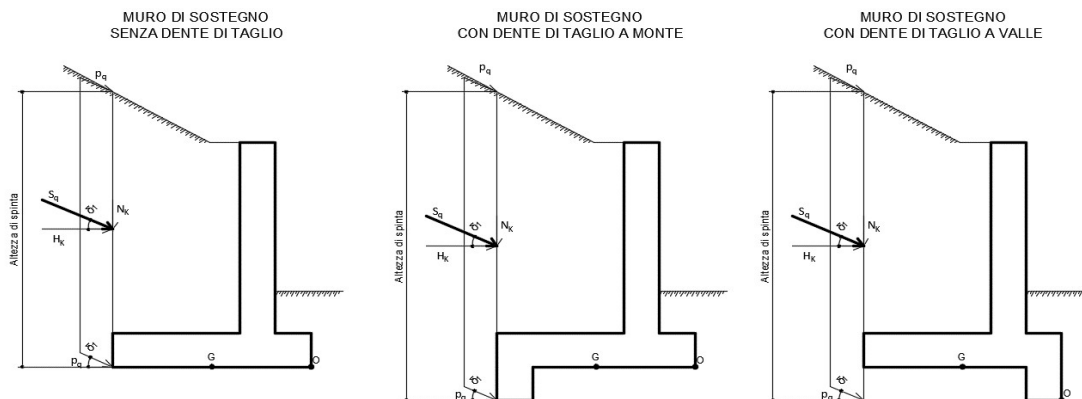


Figura 5 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
10.00	-7.25	-72.50	-3.50	-35.00

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7.93

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	38.76	15.35	35.59	-7.50	3.97	25.98

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m] 7.93

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	38.76	15.35	35.59	-3.75	3.97	83.55

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m] 7.93

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	67.63	0.00	67.63	-3.75	3.97	268.16

Verifiche geotecniche e strutturali

Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
0.00	0.00	-6.45	0.00	0.00	-2.70	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]		H_{URTO} [m]	
82.28	come da Linee Guida ASPI	1.00	come da NTC2018

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
3.00	1.50	11.08	12.30	11.08	22.28	8.98	200.06
n° montanti	L_{diff_concio} [m]	L_{diff_parete} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
3.00	1.50	11.08	12.30	11.08	22.28	8.98	200.06

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m ²]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]
0.00	0.00	-2.70	0.00	0.00	-6.45	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-15.95	31.90	-3.75	0.65	80.54	0.00	0.65	20.73
Paramento c.a.	-12.02	24.04	-6.45	4.64	189.07	-2.70	4.64	144.00
FOA	0.00	0.00	-6.45	0.00	0.00	-2.70	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-4.34	8.68	-7.25	4.62	71.49	-3.50	4.62	55.22
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-7.33	7.93	0.00	-3.58	7.93	0.00
Zavorra lato valle	-19.30	38.60	-2.95	2.55	155.38	0.80	2.55	83.00
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Sicurvita	0.00	0.00	-6.45	8.98	0.00	-2.70	8.98	0.00
Totale	-52	103			496			303

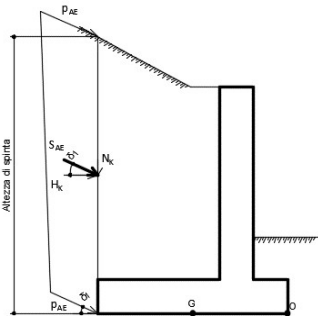
Sisma diretto verso il basso: + k_v

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	15.95	31.90	-3.75	0.65	-39.07	0.00	0.65	20.73
Paramento c.a.	12.02	24.04	-6.45	4.64	34.02	-2.70	4.64	79.09
FOA	0.00	0.00	-6.45	0.00	0.00	-2.70	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	4.34	8.68	-7.25	4.62	8.59	-3.50	4.62	24.86
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-7.33	7.93	0.00	-3.58	7.93	0.00
Zavorra lato valle	19.30	38.60	-2.95	2.55	41.50	0.80	2.55	113.88
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.75	0.00	0.00
Sicurvita	0.00	0.00	-6.45	8.98	0.00	-2.70	8.98	0.00
Totale	52	103			45			239

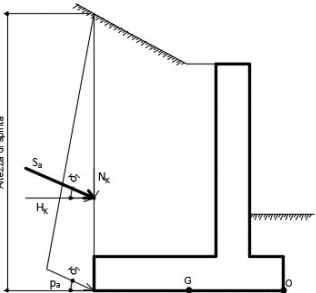
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

SPINTA TOTALE DELLE TERRE IN CONDIZIONI DINAMICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA - METODO PSEUDO-STATICO DI
MONONOBÉ OKABE



SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI STATICHE
REGIME DI SPINTA ATTIVA



SPINTA DINAMICA DELLE TERRE
REGIME DI SPINTA ATTIVA

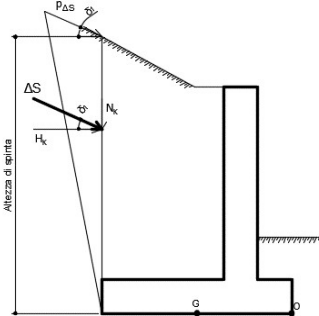


Figura 6 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
 Argomento | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.400	226.98	73.28
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	29.02	67.29	-7.50	3.97	49.11

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.366	252.74	99.04
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	39.23	90.94	-7.50	3.97	66.37

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.335	196.94	43.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	17.13	39.71	-3.75	3.97	93.22

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.322	215.94	62.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	24.65	57.16	-3.75	3.97	134.17

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.335	196.94	43.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	17.13	39.71	-3.75	3.97	93.22

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.322	215.94	62.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	24.65	57.16	-3.75	3.97	134.17

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.335	196.94	43.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	43.25	-3.75	3.97	171.47

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	153.70	0.322	215.94	62.25
Comb.	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.00	62.25	-3.75	3.97	246.81

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente	
Parametro	M1
γ [kN/m ³]	20
ϕ' [°]	35.00
ϕ' [rad]	0.61
δ_{es} [°]	23.33
δ_{es} [rad]	0.41
δ_{sism} [°]	23.33
δ_{sism} [rad]	0.41
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
k_0	0.426
$k_{a\ es}$	0.244
$k_{a\ sism}$	0.244

Terreno di fondazione	
Parametro	M1
γ' [kN/m ³]	9
ϕ' [°]	26.00
ϕ' [rad]	0.45
δ_{es} [°]	13.00
δ_{es} [rad]	0.23
δ_{sism} [°]	13.00
δ_{sism} [rad]	0.23
c' [kN/m ²]	0.00
c_u [kN/m ²]	50.00
β [°]	0.00
β [rad]	0.00
i [°]	0.00
i [rad]	0.00
$k_{p\ es}$	3.787
$k_{p\ es} (*)$	1.893

peso specifico
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=2/3\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=2/3\phi'$)
angolo che la parete forma con la verticale
inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
condizioni di esercizio
condizioni sismiche

(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello strato più superficiale relativo al deposito b_{nn})
peso specifico sommerso
angolo d'attrito interno
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio ($=1/2\phi'$)
angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche ($=1/2\phi'$)
coesione efficace
resistenza non drenata
condizioni di esercizio
si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

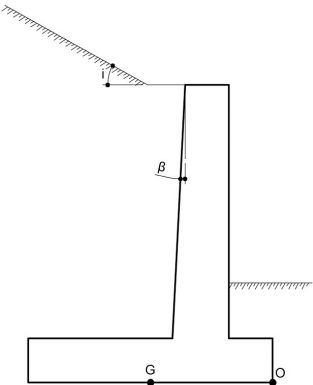


Figura 7 - Inclinazione del terreno e del paramento

COEFFICIENTI SISMICI

Località:Opera 89T

Vita nominale:VN50anni
Classe d'uso:IV
CU2
Periodo di riferimento per azione sismica:VR100anni

Parametri sismici:

Stato limite	Pv _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	T _C * [sec]	F ₀
SLV	0.1	949	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo:D
Categoria topografica:T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	T _R [anni]	S _S	S _T	a _{max} [g]	a _g [m/s ²]
SLV	949	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale

Coefficiente sismico verticale

k _h	0.131	0.196
k _v	0.065	0.098

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61
$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.335		0.400
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.94		1.071
	$k_{AE} - M1$	0.335		0.400

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
$\phi'_d - M1$	35.00	0.61	35.00	0.61
$\beta \leq (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.32		0.366
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	$k_{AE} - M1$	0.91		1.002
$k_{AE} - M1$		0.322	0.366	

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	789	0	-492	0	268	709	10	0	-35
	C3 - componente orizzontale (b)			C3 - FOA			C4		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	68	268	0	0	0	0	22	200
	C5			CS1 (-kV)			CS1 (+kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-52	103	303	52	103	239
	CS2 (-kV)			CS2 (+kV)					
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]			
A1+M1+R3	0	43	171	0	62	247			

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - oriz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N _{Ed} [kN/m]	789	1040	789	1037	737	840	789	791	789
M _{Ed} [kNm/m]	832	632	731	544	745	756	470	463	485
V _{Ed} [kN/m]	450	450	425	425	428	447	304	304	336

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - oriz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N _{Ed} [kN/m]	799	789	796	789	796	789	791	789	791
M _{Ed} [kNm/m]	450	418	392	418	392	270	263	270	263
V _{Ed} [kN/m]	336	319	319	319	319	282	282	282	282

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	789	1040	789	1037	737	840	789	791
M_{Ed} [kNm/m]	832	632	731	544	745	756	470	463
$B/6$ [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
e [m]	1.05	0.61	0.93	0.52	1.01	0.90	0.60	0.59
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	105.17	138.72	105.17	138.22	98.29	112.05	105.17	105.43
σ_M [kN/m ²]	88.71	67.37	77.98	58.04	79.45	80.62	50.18	49.44
σ_A [kN/m ²]	193.88	206.08	183.15	196.26	177.74	192.67	155.35	154.87
σ_B [kN/m ²]	16.46	71.35	27.18	80.18	18.84	31.43	54.98	56.00
u [m]	2.70	3.14	2.82	3.23	2.74	2.85	3.15	3.16
σ_A^* [kN/m ²]	193.88	206.08	183.15	196.26	177.74	192.67	155.35	154.87
σ_B^* [kN/m ²]	16.46	71.35	27.18	80.18	18.84	31.43	54.98	56.00
N_{Rd} [kN/m]	2511.19	2504.89	2511.66	2506.35	2508.89	2507.91	2524.48	2524.12

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	789	799	789	796	789	796	789	791
M_{Ed} [kNm/m]	485	450	418	392	418	392	270	263

$B/6$ [m]	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
e [m]	0.61	0.56	0.53	0.49	0.53	0.49	0.34	0.33
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	105.17	106.50	105.17	106.17	105.17	106.17	105.17	105.43
σ_M [kN/m ²]	51.73	47.99	44.58	41.78	44.58	41.78	28.84	28.10
σ_A [kN/m ²]	156.89	154.49	149.74	147.94	149.74	147.94	134.01	133.53
σ_B [kN/m ²]	53.44	58.51	60.59	64.39	60.59	64.39	76.32	77.34
u [m]	3.14	3.19	3.22	3.26	3.22	3.26	3.41	3.42
σ_A^* [kN/m ²]	156.89	154.49	149.74	147.94	149.74	147.94	134.01	133.53
σ_B^* [kN/m ²]	53.44	58.51	60.59	64.39	60.59	64.39	76.32	77.34

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	789	791
M_{Ed} [kNm/m]	270	263

$B/6$ [m]	1.25	1.25
e [m]	0.34	0.33
	$e \leq (B/6)$	$e \leq (B/6)$
σ_N [kN/m ²]	105.17	105.43
σ_M [kN/m ²]	28.84	28.10
σ_A [kN/m ²]	134.01	133.53
σ_B [kN/m ²]	76.32	77.34
u [m]	3.41	3.42
σ_A^* [kN/m ²]	134.01	133.53
σ_B^* [kN/m ²]	76.32	77.34

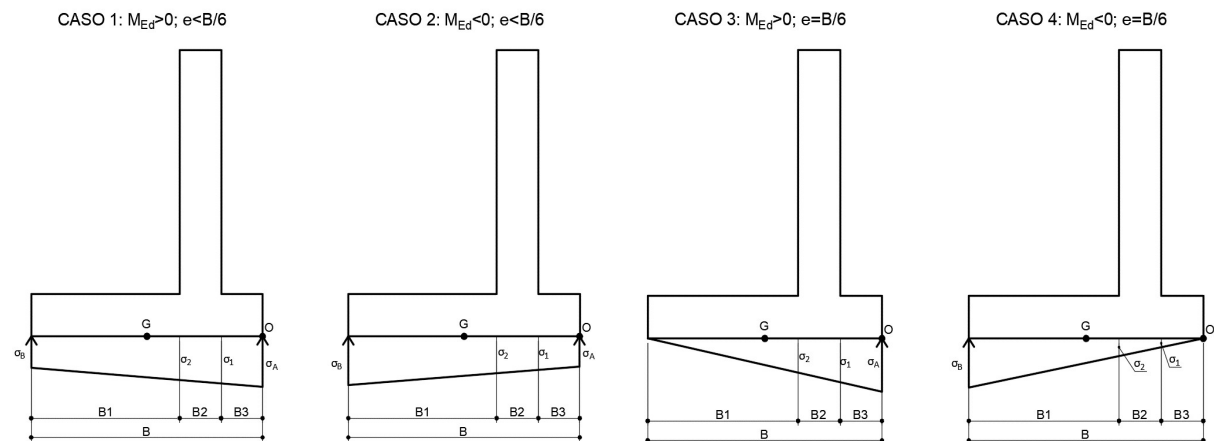


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

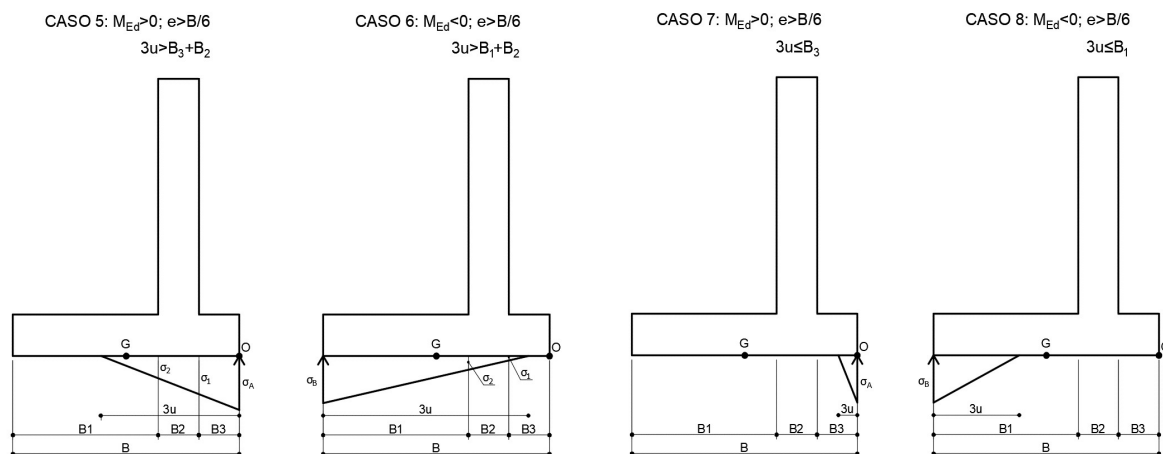


Figura 10 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATTA E RETROZZATTA)

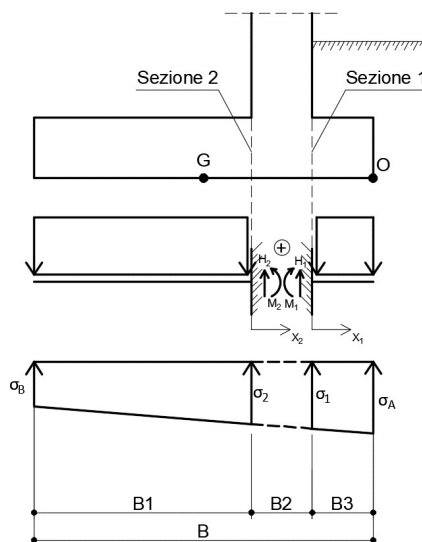


Figura 11 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesì propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	192	16	-2.95	-0.25	-566	-4
Zavorra lato monte (costante)	0	66	0.00	-0.25	0	-17
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-0.33	0	0
Zavorra lato valle	295	0	-2.95	0.00	-870	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	487	83			-1436	-21

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N_2 [kN/m]	x_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	10.00	-0.25	-2.50

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-13	-1	-2.95	-0.25	37	0
Zavorra lato monte (costante)	0	-4	0.00	-0.25	0	1
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-0.33	0	0
Zavorra lato valle	-19	0	-2.95	0.00	57	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	-32	-5			94	1

Cliente: | Potenziamento sistema autostradale e tangenziale di Bologna
 Commessa: | Lotto 1 - Sottovia Tang. Nord Rampa Interconnessione 14+232 (sottovia 89T)
 Argomento: | Allegato 1: Calcoli - Opere di sostegno
 Sezione analizzata: | Muri andatori LATO SUD

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N ₁ [kN/m]	N ₂ [kN/m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	M ₁ [kNm/m]	M ₂ [kNm/m]
Fondazione c.a.	13	1	-2.95	-0.25	-37	0
Zavorra lato monte (costante)	0	4	0.00	-0.25	0	-1
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-0.33	0	0
Zavorra lato valle	19	0	-2.95	0.00	-57	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	32	5			-94	-1

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ ₁ [kN/m ²]	54.31	100.09	60.46	104.94	52.73	65.83	76.39	77.09
σ ₂ [kN/m ²]	28.28	80.33	37.58	87.92	29.43	42.18	61.67	62.59
H ₁ [kN/m]	732	903	719	889	680	763	684	684
M ₁ [kNm/m]	2565	2972	2476	2886	2368	2617	2246	2244
H ₂ [kN/m]	11	38	16	42	12	18	29	30
M ₂ [kNm/m]	3	9	4	10	3	4	7	7

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ ₁ [kN/m ²]	75.51	78.98	79.61	82.21	79.61	82.21	88.63	89.32	88.63	89.32
σ ₂ [kN/m ²]	60.34	64.91	66.53	69.96	66.53	69.96	80.17	81.08	80.17	81.08
H ₁ [kN/m]	686	689	677	679	677	679	657	657	657	657
M ₁ [kNm/m]	2259	2251	2199	2194	2199	2194	2069	2068	2069	2068
H ₂ [kN/m]	28	31	32	34	32	34	39	40	39	40
M ₂ [kNm/m]	7	8	8	8	8	8	10	10	10	10

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozattera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	245	270	232	256	225	244	197	198
M _{Ed,1} [kNm/m]	1129	1105	1040	1019	1026	1088	810	808

H _{Ed,2} [kN/m]	-71	-84	-66	-77	-65	-70	-53	-55
M _{Ed,2} [kNm/m]	-18	-21	-17	-19	-16	-18	-13	-14

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H _{Ed,1} [kN/m]	199	202	190	192	190	192	170	171	170	171
M _{Ed,1} [kNm/m]	823	815	763	758	763	758	633	632	633	632

H _{Ed,2} [kN/m]	-54	-62	-51	-56	-51	-56	-43	-45	-43	-45
M _{Ed,2} [kNm/m]	-14	-16	-13	-14	-13	-14	-11	-11	-11	-11

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATERA)

Sezione 2 - lato strada (RETROZATERA)

Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	MAX H _{Ed}	270	202	192	171
	MIN H _{Ed}	197	190	170	170
	MAX M _{Ed}	1129	823	763	633
	MIN M _{Ed}	808	758	632	632

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H _{Ed}	-53	-51	-43	-43
	MIN H _{Ed}	-84	-62	-56	-45
	MAX M _{Ed}	-13	-13	-11	-11
	MIN M _{Ed}	-21	-16	-14	-11

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm ²	f _{ck} =	28 N/mm ²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm ²
		E _c =	32308	N/mm ²	f _{ctm} =	2.77 N/mm ²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm ²	f _{yk} =	450 N/mm ²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm ²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm ²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore		-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore		-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	6283 mm ²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	1128.78	270.44	1463.63	1.30
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	1.48
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm ²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm ²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm ²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	822.66	2.05	31.69	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	633.26	1.58	24.40	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura		Poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	240	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	763.47	1.90	29.41	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	222	N/mm ²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	633.26	1.58	24.40	I

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε' _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1300	mm altezza		10	20	3142
c =	40	mm coprifer.		Superiore		-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Inferiore		-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	6283 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	21.29	84.39	1463.63	68.76
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	399.04	-	-	399.04	4.73
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	1110.6	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	15.56	0.04	0.60	I
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	11.31	0.03	0.44	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Ordinarie	Armatura		poco sensibile		
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.4	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	240	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	56.46	0.14	2.18	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	100	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	11.31	0.03	0.44	I

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

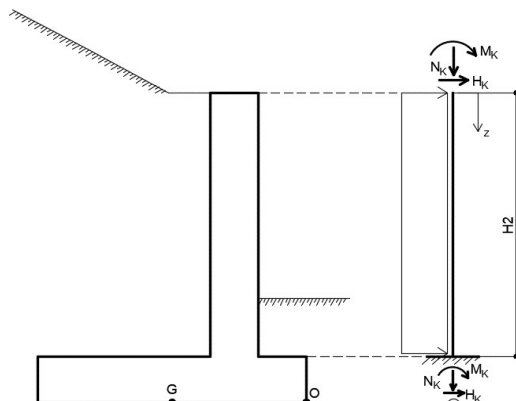


Figura 12 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.67	18.37	0.00	0.00
1.34	36.74	0.00	0.00
2.00	55.11	0.00	0.00
2.67	73.48	0.00	0.00
3.34	91.85	0.00	0.00
4.01	110.22	0.00	0.00
4.68	128.59	0.00	0.00
5.34	146.96	0.00	0.00
6.01	165.33	0.00	0.00
6.68	183.70	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S _q (h=H) [kN/m]	187.44
H _{spinta} [m]	6.63

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.67	0.00	1.63	0.34
1.34	0.00	7.05	3.02
2.00	0.00	16.28	10.60
2.67	0.00	29.32	25.62
3.34	0.00	46.16	50.62
4.01	0.00	66.80	88.13
4.68	0.00	91.25	140.71
5.34	0.00	119.51	210.90
6.01	0.00	151.57	301.23
6.68	0.00	187.44	414.25

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m ²]	20	S _q (h=H) [kN/m]	56.54
------------------------	----	-----------------------------	-------

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.67	0.00	5.27	1.63
1.34	0.00	10.97	7.05
2.00	0.00	16.66	16.28
2.67	0.00	22.36	29.32
3.34	0.00	28.06	46.16
4.01	0.00	33.76	66.80
4.68	0.00	39.45	91.25
5.34	0.00	45.15	119.51
6.01	0.00	50.85	151.57
6.68	0.00	56.54	187.44

(C3 - FOA): Pressione dinamica traffico veicolare

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.67	0.00	0.00	0.00
1.34	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00
2.67	0.00	0.00	0.00
3.34	0.00	0.00	0.00
4.01	0.00	0.00	0.00
4.68	0.00	0.00	0.00
5.34	0.00	0.00	0.00
6.01	0.00	0.00	0.00
6.68	0.00	0.00	0.00

(C4): Urto veicolo in svio

H _k [kN]	82.28	H _{URTO} [m]			1.00
(da piano stradale)					
h [m]	L _{diff} [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]	
0.67	9.78	0.00	8.41	14.03	
1.34	9.78	0.00	8.41	19.65	
2.00	9.78	0.00	8.41	25.27	
2.67	9.78	0.00	8.41	30.89	
3.34	9.78	0.00	8.41	36.51	
4.01	9.78	0.00	8.41	42.13	
4.68	9.78	0.00	8.41	47.75	
5.34	9.78	0.00	8.41	53.37	
6.01	9.78	0.00	8.41	58.99	
6.68	9.78	0.00	8.41	64.61	

(C5): Azione del vento

h [m]	N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]
0.67	0.00	0.00	0.00
1.34	0.00	0.00	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00
2.67	0.00	0.00	0.00
3.34	0.00	0.00	0.00
4.01	0.00	0.00	0.00
4.68	0.00	0.00	0.00
5.34	0.00	0.00	0.00
6.01	0.00	0.00	0.00
6.68	0.00	0.00	0.00

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.67	-1.20	3.28	1.09
1.34	-2.40	6.56	4.38
2.00	-3.61	9.83	9.85
2.67	-4.81	13.11	17.52
3.34	-6.01	16.39	27.37
4.01	-7.21	19.67	39.42
4.68	-8.41	22.95	53.65
5.34	-9.62	26.22	70.07
6.01	-10.82	29.50	88.69
6.68	-12.02	32.78	109.49

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.335		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.67	0.00	0.26	0.08
1.34	0.00	1.14	0.73
2.00	0.00	2.63	2.57
2.67	0.00	4.73	6.20
3.34	0.00	7.44	12.25
4.01	0.00	10.77	21.32
4.68	0.00	14.72	34.04
5.34	0.00	19.27	51.02
6.01	0.00	24.45	72.87
6.68	0.00	30.23	100.21

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.131	k_v	0.065
-------	-------	-------	-------

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.67	1.20	3.28	1.09
1.34	2.40	6.56	4.38
2.00	3.61	9.83	9.85
2.67	4.81	13.11	17.52
3.34	6.01	16.39	27.37
4.01	7.21	19.67	39.42
4.68	8.41	22.95	53.65
5.34	9.62	26.22	70.07
6.01	10.82	29.50	88.69
6.68	12.02	32.78	109.49

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.322		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.67	0.00	0.38	0.12
1.34	0.00	1.64	1.05
2.00	0.00	3.78	3.69
2.67	0.00	6.81	8.92
3.34	0.00	10.71	17.62
4.01	0.00	15.51	30.69
4.68	0.00	21.18	49.00
5.34	0.00	27.74	73.43
6.01	0.00	35.18	104.89
6.68	0.00	43.51	144.24

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C3 - FOA	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C3 - FOA	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(C1): Pesì propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
(C3): Sovraccarico accidentale
(C4): Urto veicolo in svio
(C5): Azione del vento
(CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

h [m]	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.67	18.37	10.02	2.88	23.88	10.02	2.88	18.37	8.05	2.27
1.34	36.74	25.62	14.51	47.76	25.62	14.51	36.74	21.51	11.86
2.00	55.11	46.16	38.21	71.64	46.16	38.21	55.11	39.91	32.10
2.67	73.48	71.65	77.28	95.52	71.65	77.28	73.48	63.27	66.29
3.34	91.85	102.09	135.04	119.41	102.09	135.04	91.85	91.57	117.73
4.01	110.22	137.48	214.78	143.29	137.48	214.78	110.22	124.82	189.73
4.68	128.59	177.81	319.81	167.17	177.81	319.81	128.59	163.01	285.59
5.34	146.96	223.09	453.43	191.05	223.09	453.43	146.96	206.16	408.62
6.01	165.33	273.32	618.96	214.93	273.32	618.96	165.33	254.25	562.12
6.68	183.70	328.49	819.69	238.81	328.49	819.69	183.70	307.29	749.40

h [m]	SLU-4			ECC			SISM-1		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.67	23.88	8.05	2.27	18.37	11.10	14.69	17.17	6.22	1.84
1.34	47.76	21.51	11.86	36.74	17.66	24.09	34.34	16.94	9.54
2.00	71.64	39.91	32.10	55.11	28.03	39.13	51.50	32.07	26.28
2.67	95.52	63.27	66.29	73.48	42.20	62.38	68.67	51.63	55.20
3.34	119.41	91.57	117.73	91.85	60.18	96.36	85.84	75.60	99.47
4.01	143.29	124.82	189.73	110.22	81.97	143.63	103.01	104.00	162.23
4.68	167.17	163.01	285.59	128.59	107.56	206.72	120.18	136.81	246.65
5.34	191.05	206.16	408.62	146.96	136.95	288.17	137.34	174.04	355.89
6.01	214.93	254.25	562.12	165.33	170.16	390.54	154.51	215.69	493.10
6.68	238.81	307.29	749.40	183.70	207.16	516.35	171.68	261.76	661.44
h [m]	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.67	19.57	6.34	1.87	18.37	6.90	1.96	18.37	5.58	1.56
1.34	39.14	17.44	9.87	36.74	18.02	10.08	36.74	15.28	8.31
2.00	58.72	33.23	27.41	55.11	32.95	26.89	55.11	28.78	22.82
2.67	78.29	53.71	57.93	73.48	51.68	54.94	73.48	46.09	47.61
3.34	97.86	78.87	104.85	91.85	74.22	96.77	91.85	67.20	85.24
4.01	117.43	108.73	171.60	110.22	100.56	154.94	110.22	92.12	138.24
4.68	137.00	143.27	261.61	128.59	130.71	231.97	128.59	120.84	209.15
5.34	156.58	182.51	378.31	146.96	164.66	330.41	146.96	153.37	300.53
6.01	176.15	226.43	525.11	165.33	202.42	452.80	165.33	189.71	414.91
6.68	195.72	275.04	705.46	183.70	243.99	601.69	183.70	229.85	554.83
h [m]	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
0.67	18.37	5.58	1.56	18.37	2.68	0.66	18.37	2.68	0.66
1.34	36.74	15.28	8.31	36.74	9.25	4.43	36.74	9.25	4.43
2.00	55.11	28.78	22.82	55.11	19.61	13.86	55.11	19.61	13.86
2.67	73.48	46.09	47.61	73.48	33.79	31.49	73.48	33.79	31.49
3.34	91.85	67.20	85.24	91.85	51.77	59.85	91.85	51.77	59.85
4.01	110.22	92.12	138.24	110.22	73.55	101.50	110.22	73.55	101.50
4.68	128.59	120.84	209.15	128.59	99.14	158.96	128.59	99.14	158.96
5.34	146.96	153.37	300.53	146.96	128.54	234.80	146.96	128.54	234.80
6.01	165.33	189.71	414.91	165.33	161.74	331.54	165.33	161.74	331.54
6.68	183.70	229.85	554.83	183.70	198.75	451.74	183.70	198.75	451.74

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 6.68m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
C1	184	0	0
C2	0	187	414
C3	0	57	187
C3 - FOA	0	0	0
C4	0	8	65
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-12	33	109
CS1 (+kV)	12	33	109
CS2 (-kV)	0	30	100
CS2 (+kV)	0	44	144

- (C1): Pesi propri - strutturali e non
- (C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
- (C3): Sovraccarico accidentale
- (C4): Urto veicolo in svio
- (C5): Azione del vento
- (CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
- (CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 6.68m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU-1	184	328	820
SLU-2	239	328	820
SLU-3	184	307	749
SLU-4	239	307	749
ECC	184	207	516
SISM-1	172	262	661
SISM-2	196	275	705
SLE-RARA-1	184	244	602
SLE-RARA-2	184	230	555
SLE-FREQ-1	184	230	555
SLE-FREQ-2	184	199	452
SLE-QP	184	199	452

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 6.68m	N _{Ed} [kN/m]	H _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	172	328	820
SLE-RARA	184	244	602
SLE-FREQ	184	230	555
SLE-QP	184	199	452

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione						
ARMATURA PRINCIPALE						
Caratteristiche meccaniche dei materiali						
Calcestruzzo	C28/35	R _{ck} =	35	N/mm²	f _{ck} =	28 N/mm²
γ _c =	1.5	α _{cc} =	0.85		f _{cd} =	15.87 N/mm²
		E _c =	32308	N/mm²	f _{ctm} =	2.77 N/mm²
Acciaio	B450C	E _s =	200000	N/mm²	f _{yk} =	450 N/mm²
γ _s =	1.15	ε _{se}	1.96		f _{yd} =	391.30 N/mm²
Caratteristiche geometriche della sezione						
B =	1000	mm base		n.	ø(mm)	A _s (mm²)
H =	1100	mm altezza		5	20	1571
c =	40	mm coprifer.		Lato valle		-
N _{Ed} positivo di compressione				10	20	3142
M _{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione				Lato monte		-
y distanza dell'armatura dal lembo superiore					Σ	4712 mm²
Verifiche agli Stati Limite Ultimi						
Flessione						
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	V _{Ed} [kN]	M _{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Ed}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	171.68	819.69	328.49	1306.31	1.59
Taglio						
φ _{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n _b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo	
Combinazione	posizione	V _{Rd,0} [kN]	V _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	$\frac{V_{Ed}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	364.70	643.55	2545.65	643.55	1.96
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Tensioni						
Momento di fessurazione della sezione	M _{cr} =	751.3	kNm			
Comb. Rara	σ _{c,max} =	16.80	N/mm²			
	σ _{s,max} =	360.00	N/mm²			
Comb. Quasi Permanente	σ _{c,max} =	12.60	N/mm²			
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	183.70	601.69	2.34	37.19	I
ENV-QP	incastro con paramento	183.70	451.74	1.76	27.92	I
Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione						
La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condotta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.						
Condizioni ambientali	Aggressive	Armatura	Poco sensibile			
Spaziatura barre						
Comb. Frequente	w _{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	183.70	554.83	2.16	34.29	I
Spaziatura barre						
Comb. Quasi permanente	w _{lim} =	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	σ _s =	182	N/mm²	Smax=	200	mm
Combinazione	posizione	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	183.70	451.74	1.76	27.92	I

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	φ 20 / 20
		lato monte	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	φ 16 / 20
		lato monte	φ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	φ 20 / 10
		inferiore	φ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	φ 20 / 20
		inferiore	φ 20 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	φ 12 / 40 X 40