

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

69T- SOTTOVIA - VIA ZANARDI 10+814

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
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	O04	ST069	00000	R	S T R	0685	-2	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	7
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	65
1.5.1	Terreno di rilevato	65
1.5.2	Terreno di fondazione	66
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	68
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	70
1.8	CONVENZIONI GENERALI	71
1.8.1	Unità di misura	71
2	IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI	72
2.1	ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	72
2.1.1	Modellazione strutturale	72
2.1.2	Fasi di analisi	72
2.1.3	Fasi di costruzione	72
2.1.4	Coefficienti di omogeneizzazione	73
2.1.5	Larghezza di soletta collaborante	73
2.1.6	Sezioni di verifica	75
2.1.7	Metodologia di verifica	75
2.2	ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE	77
2.2.1	Modellazione strutturale	77
2.2.2	Fasi di analisi	77
2.2.3	Coefficienti di omogeneizzazione	77
2.2.4	Larghezza di soletta collaborante	77
2.2.5	Sezioni di verifica	77
2.3	ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE	78
2.3.1	Descrizione generale	78
2.3.2	Sezioni di verifica	78
2.3.3	Analisi delle condizioni statiche	78
2.3.4	Analisi delle condizioni sismiche	79
2.3.5	Metodologia di verifica	80
2.4	ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI	80
2.5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	81
2.6	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	82
3	ANALISI DEI CARICHI	84
3.1	PREMESSA	84
3.2	CARICHI AGENTI SULL' IMPALCATO	84
3.2.1	Carichi agenti sull'impalcato in fase 1	84
3.2.2	Carichi agenti sull'impalcato in fase 2	85
3.2.3	Carichi agenti sull'impalcato in fase 3	87
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	100
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	100

3.3.2	Carichi permanenti non strutturali.....	100
3.3.3	Spinta del terreno	100
3.3.4	Sovraccarico accidentale.....	100
3.3.5	Urto da veicolo in svio su pile.....	100
3.4	AZIONE SISMICA.....	100
3.5	CARICHI SU BARRIERE FOA.....	101
4	ANALISI IMPALCATO.....	102
4.1	IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE	102
4.1.1	Analisi strutturale	102
4.1.2	Verifiche	105
4.2	IMPALCATO ESISTENTE	115
4.2.1	Analisi strutturale	115
4.2.2	Verifiche	115
5	ANALISI SPALLE	124
5.1	DESCRIZIONE GENERALE	124
5.2	SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE)	124
5.3	CRITERI DI MODELLAZIONE	124
5.3.1	Geometria di verifica spalla	125
5.3.2	Analisi strutturale del paramento della spalla	128
5.3.3	Analisi strutturale del paramento del muro d'ala.....	134
5.3.4	Analisi strutturale del plinto di fondazione	138
5.3.5	Analisi strutturale del paraghiaia	149
5.4	SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)	152
5.5	SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE).....	153
5.5.1	Geometria di verifica.....	158
5.5.2	Analisi dei carichi	162
5.5.3	Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G.....	164
5.5.4	Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G.....	164
5.5.5	Analisi strutturale del plinto di fondazione	165
5.5.6	Analisi strutturale del paramento.....	172
5.5.7	Analisi strutturale del paraghiaia.....	182

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 AMPLIAMENTO SUD.....	7
FIGURA 1-4. PLANIMETRIA IMPALCATO.....	9
FIGURA 1-5. PLANIMETRIA FONDAZIONI.....	9
FIGURA 1-6. PROSPETTO LONGITUDINALE SPALLA LATO RIMINI CON AMPLIAMENTI	10
FIGURA 1-7. SEZIONE TRASVERSALE	11
FIGURA 1-8. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO NORD.....	11
FIGURA 1-9. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO LATO SUD	11
FIGURA 1-10. SEZIONE LONGITUDINALE LATO NORD	12
FIGURA 1-11. SEZIONE LONGITUDINALE LATO SUD.....	12
FIGURA 1-12. PIANTA IMPALCATO LATO NORD	13
FIGURA 1-13. PIANTA IMPALCATO LATO SUD.....	13
FIGURA 1-14. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	15
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	21
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4.....	22
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4.....	23
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4.....	24
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4.....	25
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	26
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	27
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	28
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	30
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	32
FIGURA 1-25 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE_CERTIFICATO GEOLAB.....	34
FIGURA 1-26 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE_CERTIFICATO GEOLAB	34
FIGURA 1-27 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE_CERTIFICATO GEOLAB.....	35
FIGURA 1-28 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE_CERTIFICATO GEOLAB	35
FIGURA 1-29 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DUROMETRICHE TRAVI METALLICHE	36
FIGURA 1-30 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI.....	48
FIGURA 1-31 – 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) ..	49
FIGURA 1-32. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO	66
FIGURA 1-33. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO - GEOTECNICA.....	66
FIGURA 1-34. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A)	66
FIGURA 1-35. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI GHIAIA E SABBIA (B)	66
FIGURA 1-36. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV	69
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E DELLE ALIQUOTE B_{EI} (FIG. 4.3.1 DELLE NTC2018)	73
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E LUCI EQUIVALENTI L_e PER LE TRAVI CONTINUE (FIG. 4.3.2 DELLE NTC2018)	74
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB. 2.6.I DELLE NTC2018)	82
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB. 5.1.V DELLE NTC2018)	82
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB. 2.5.I DELLE NTC2018)	83
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB. 5.1.VI DELLE NTC2018)	83

FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	92
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI QIK E QIK PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	92
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO IMPALCATO DI PROGETTO	93
FIGURA 3-4. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO TAGLIO IMPALCATO DI PROGETTO	94
FIGURA 3-5. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018)	96
FIGURA 3-6. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018)	96
FIGURA 3-7. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018)	96
FIGURA 3-8. MODELLAZIONE DELL’AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE)	98
FIGURA 3-9. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018)	98
FIGURA 3-10. ESEMPIO DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE (T=0.236s)	99
FIGURA 4-1. MODELLO FEM	102
FIGURA 4-2. INVILUPPO Mx [TM]	105
FIGURA 4-3. INVILUPPO Ty [T]	105
FIGURA 4-4. INVILUPPO Mx [TM]	106
FIGURA 4-5. INVILUPPO Ty [T]	106
FIGURA 4-6. INVILUPPO N [T]	106
FIGURA 4-7. INVILUPPO Mx[TM]	107
FIGURA 4-8. INVILUPPO Ty [T]	107
FIGURA 4-9. INVILUPPO N [T]	107
FIGURA 4-11 - MODELLO FEM	115
FIGURA 4-12 - INVILUPPO Mx [TM]	116
FIGURA 4-13 - INVILUPPO Ty [T]	116
FIGURA 4-14 MOMENTO RESISTENTE IN CAMPATA	120
FIGURA 5-1. SPALLE - DIMENSIONI GEOMETRICHE	125
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO	126
FIGURA 5-3. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL’IMPALCATO	128
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA	129
FIGURA 5-5. ELENCO DEI CARICHI	130
FIGURA 5-6. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO SPALLA	130
FIGURA 5-7. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO	131
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO	131
FIGURA 5-9. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO	135
FIGURA 5-10. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO	135
FIGURA 5-11. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO	135
FIGURA 5-12. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO	135
FIGURA 5-13. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G)	138
FIGURA 5-14. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SPALLA (PUNTO G)	140
FIGURA 5-15. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA MURO D’ALA (PUNTO G)	141
FIGURA 5-16. ELENCO DEI CARICHI	142
FIGURA 5-17. COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE	142
FIGURA 5-18. SOLLECITAZIONI SPALLA-IMPALCATO AL M LINEARE RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	142
FIGURA 5-19. SOLLECITAZIONI MURO D’ALA AL M LINEARE RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	143
FIGURA 5-20. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE TOTALI SPALLA-IMPALCATO CONCENTRATE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	143
FIGURA 5-21. SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE TOTALI MURO D’ALA CONCENTRATE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	143
FIGURA 5-22. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G)	144
FIGURA 5-23. RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONI PALI	145
FIGURA 5-24. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA	149
FIGURA 5-25. ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	154
FIGURA 5-26. SPALLE – SEZIONE RINFORZO STRUTTURALE REALIZZATO	155
FIGURA 5-27. DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA ZANARDI AL KM 10+793,18” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA	156

FIGURA 5-28 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA ZANARDI AL KM 10+793,18” – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI	156
FIGURA 5-29 DOCUMENTO AS-BUILT “SOTTOVIA VIA ZANARDI AL KM 10+793,18” – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA	157
FIGURA 5-30. SPALLE - ANALISI DEI CARICHI TRASMESSI DALL’IMPALCATO	162
FIGURA 5-31. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI	181

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'ampliamento del sottovia autostradale di Via Zanardi, sottovia presente lungo l'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 69T e ubicata indicativamente alla progressiva km 10+814.

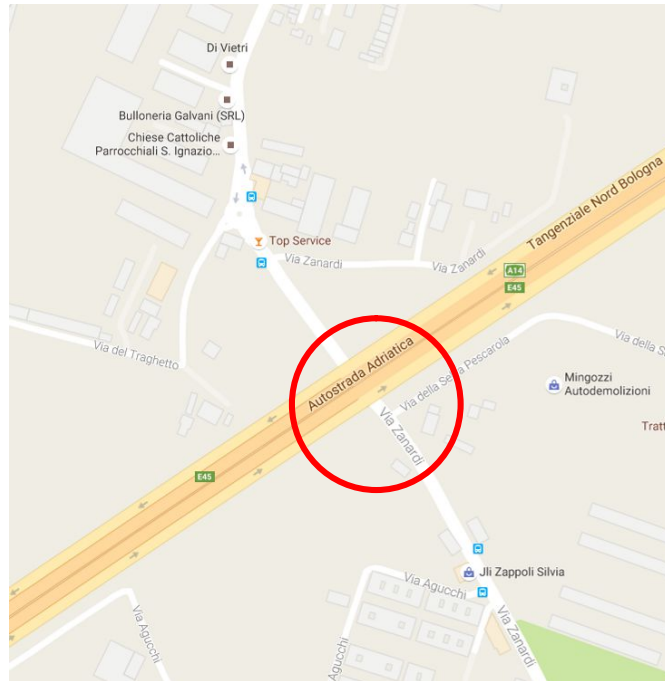


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

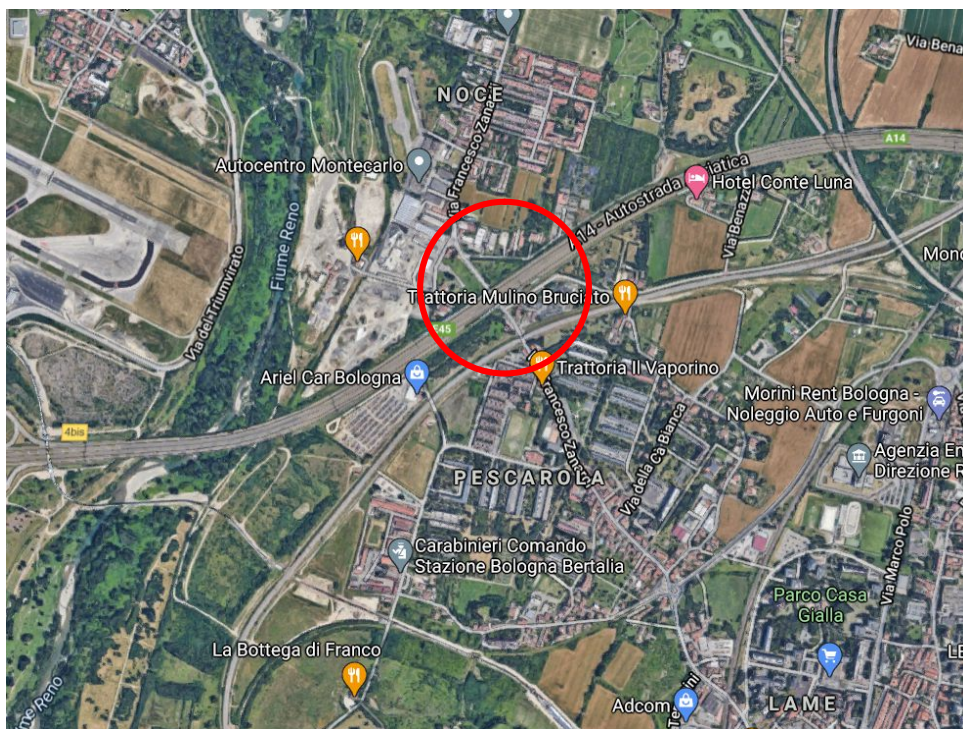


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



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

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è costituita da 4 impalcati affiancati a travi in c.a.p. a campata unica, aventi luce di calcolo pari a 15.50m (interasse appoggi).

Ogni impalcato esistente è realizzato con n°8 travi in c.a.p.. Le travi hanno sezione a T di altezza 90cm (compreso 18cm di soletta in c.a.), sono semplicemente appoggiate sulle spalle e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera, di spessore pari a 18cm. I due impalcati centrali non sono fra loro collegati, è stato creato invece un collegamento (nel 2004) tra le solette degli impalcati interni e quelle degli impalcati più esterni. Gli impalcati originali sono lunghi circa 16.40m e presentano, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 48 m con interasse minimo tra le travi portanti pari a 1.5 m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spicco della fondazione variabile tra 5.30m e 5.50m (a meno del paraghiaia) e plinto di fondazione di spessore 1.00m. Le fondazioni sono pali tipo Franki, Ø500mm e L=10.00m.

L'opera, per quanto concerne sia la carreggiata nord che la carreggiata sud, è già stata oggetto nel 2004 di adeguamento per l'ampliamento di 2.32m circa attraverso l'inserimento di una struttura mista in acciaio-calcestruzzo collegata all'impalcato esistente con traversi in acciaio e la soletta in C.A. gettata in opera. Tale allargamento ha interessato anche le sottostrutture di sostegno dell'impalcato.

Le travi principali sono realizzate con profili in acciaio saldati a “doppio T” di altezza totale 650 mm, ali 600 x 40 mm, anima 570 x 16 mm, solidarizzati alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 30 e 22 mm, altezza 250 mm con numero e passo variabili a seconda della zona della trave. La soletta in c.a. ha spessore strutturale 40 cm.

L'adeguamento sismico delle strutture ha richiesto l'inserimento di elementi in acciaio con funzione di ritegni sismici, sia longitudinali che trasversali. I ritegni longitudinali sono stati fissati con ancoranti chimici al lembo inferiore delle travi e posizionati in aderenza al paramento di valle delle spalle per mezzo di cuscini in neoprene. I ritegni trasversali invece sono stati fissati alla testa dei paramenti di spalla per mezzo di ancoranti chimici e disposti in aderenza ai lati delle travi con l'interposizione di cuscini in neoprene.

Nel 2004 è stato eseguito altresì il rinforzo delle travi esistenti e dei traversi di collegamento di campata esistenti, per mezzo di fibre in carbonio fatte aderire al lembo inferiore delle strutture con resine epossidiche.

Le spalle sono in cemento armato con fondazioni su pali Ø1000mm e L=20.00m.

Infine, sono stati inseriti nelle spalle esistenti dei tiranti passivi costituiti da micropali sub-orizzontali armati con tubo metallico, allo scopo di assorbire l'azione sismica senza gravare sulle strutture esistenti.

L'intervento oggetto della presente relazione prevede l'allargamento degli impalcati delle due carreggiate di 6.87m (lato Rimini) e 7.38m (lato Bologna) a Nord e 8.02m (lato Rimini) e 8.60 (lato Bologna) a Sud, mediante travi in acciaio affiancate con interasse di 1.80m.

L'ampliamento verrà realizzato con travi metalliche di profilo saldato a doppio T di altezza totale 650 mm, ali 600 x 40 mm, anima 570 x 16 mm, solidarizzata alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo “Nelson” di diametro 22mm, altezza 200 mm con numero e passo variabili a seconda della zona della trave; la soletta collaborante di spessore complessivo 25 cm verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

Il plinto di fondazione ha spessore 1.20m; le fondazioni sono pali di grande diametro, Ø1000mm e L=22.00m. Il paramento della spalla ha spessore 1.90m e 1.00m il muro d'ala.

Il collegamento della struttura nuova con quella esistente parzialmente demolita sarà effettuato mediante inghisaggio. In particolare, tale collegamento verrà effettuato sia per le strutture in elevazione (impalcato, spalle) che di fondazione (zattere).

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.

Il nuovo ampliamento prevede la verifica dei tiranti delle spalle esistenti ed eventuale inserimento di tiranti aggiuntivi in funzione dei carichi previsti dall'attuale normativa.

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 di nuova realizzazione.

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

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione della spalla nella nuova configurazione allargata.

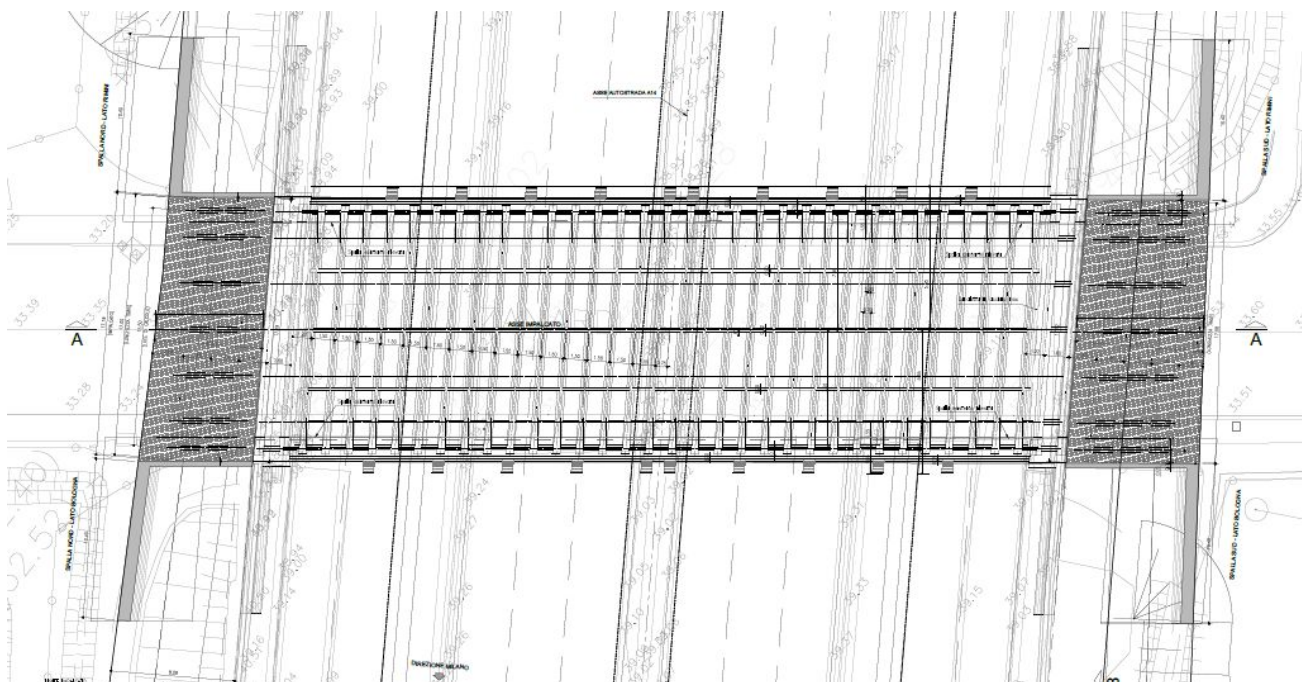


Figura 1-4. Planimetria impalcato

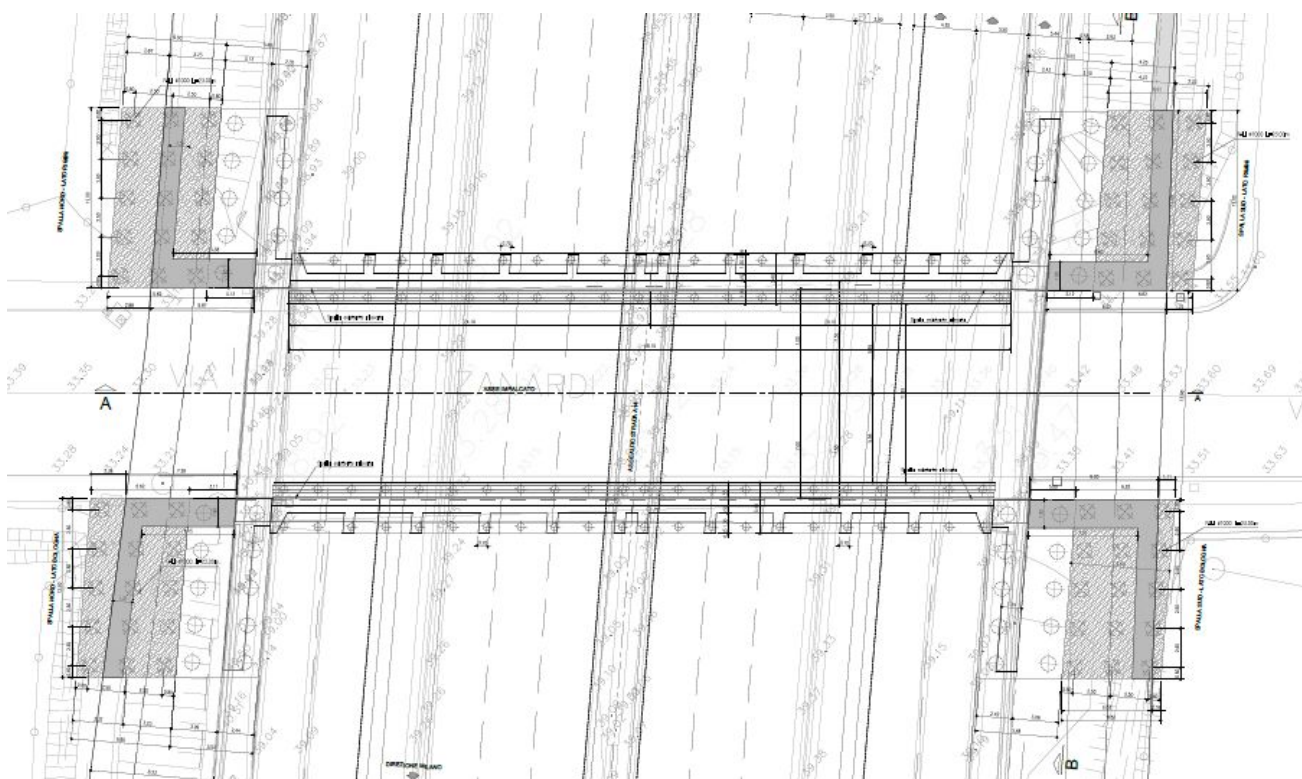


Figura 1-5. Planimetria fondazioni

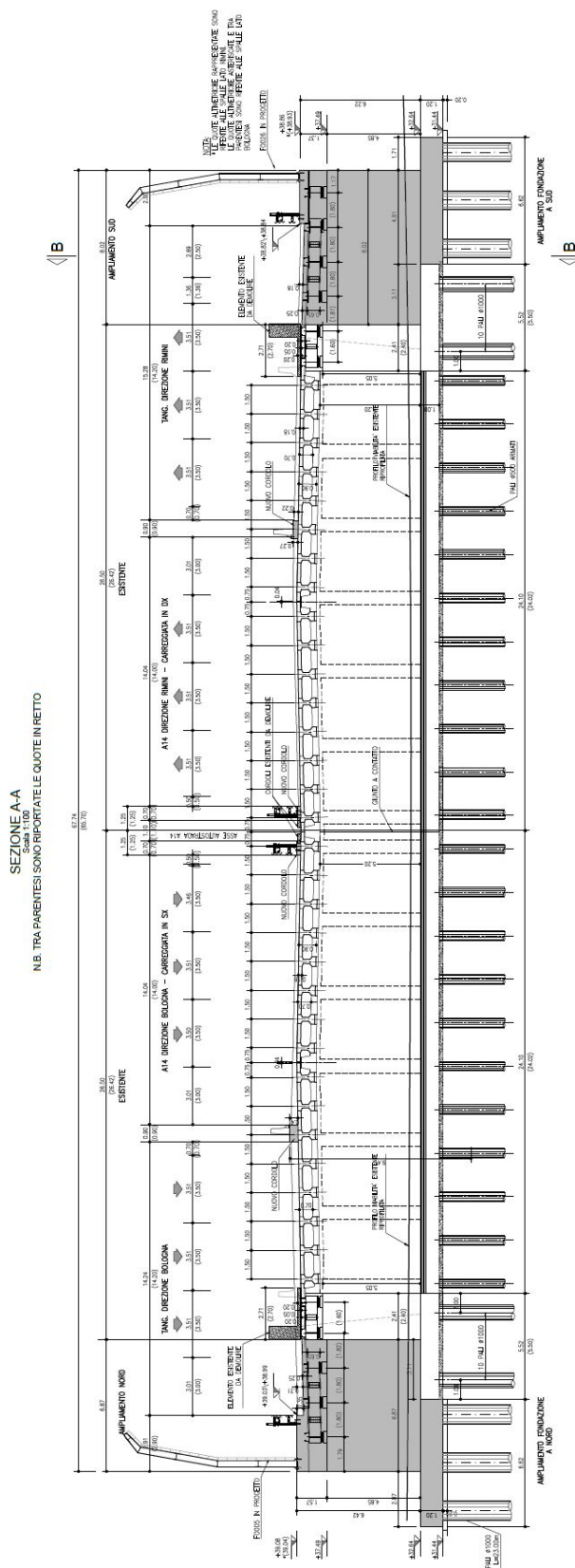


Figura 1-6. Prospetto longitudinale spalla lato Rimini con ampliamenti

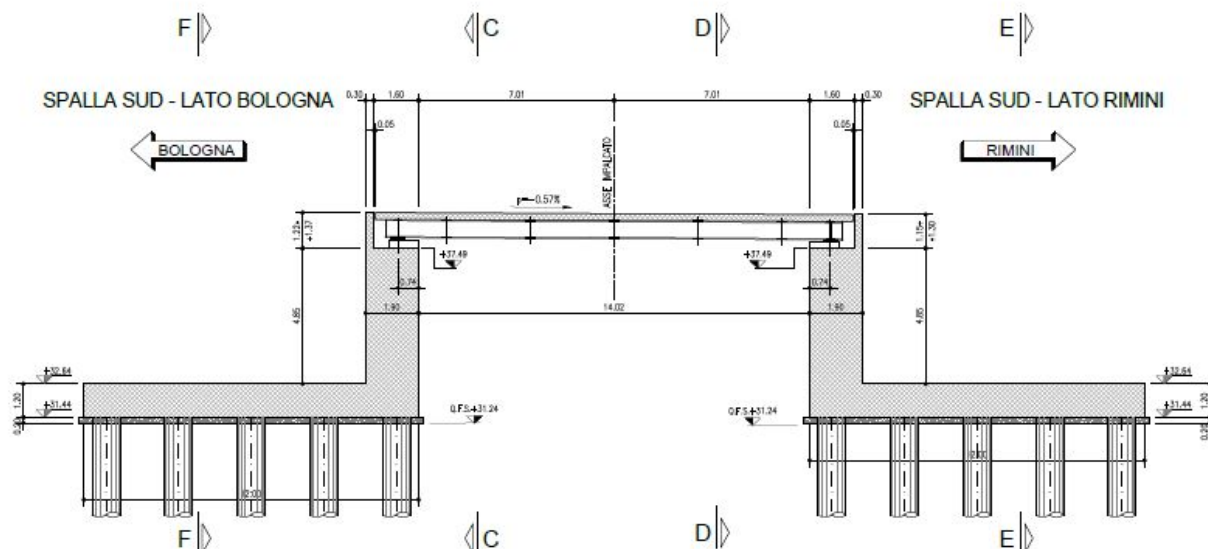
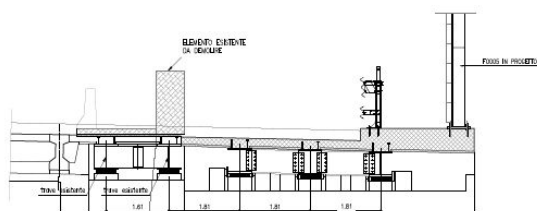


Figura 1-7. Sezione trasversale

SEZIONE TRASVERSALE TRAVERSO SPALLA SpA IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO NORD



SEZIONE TRASVERSALE TRAVERSO SPALLA SpB IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO NORD

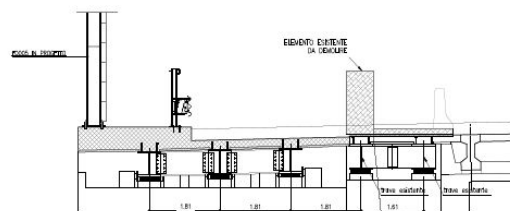
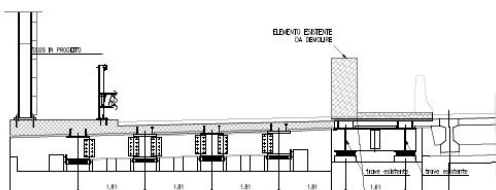


Figura 1-8. Sezione trasversale ampliamento lato Nord

SEZIONE TRASVERSALE TRAVERSO SPALLA SpA IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO SUD



SEZIONE TRASVERSALE TRAVERSO SPALLA SpB IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO SUD
SCALA 1:50

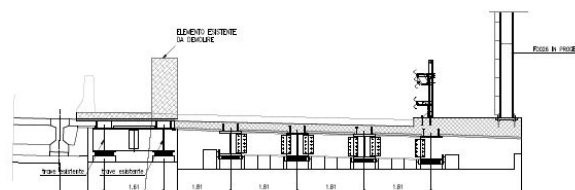


Figura 1-9. Sezione trasversale ampliamento lato Sud

SEZIONE LONGITUDINALE "B-B" TRAVE PRINCIPALE IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO NORD
SCALA 1:100

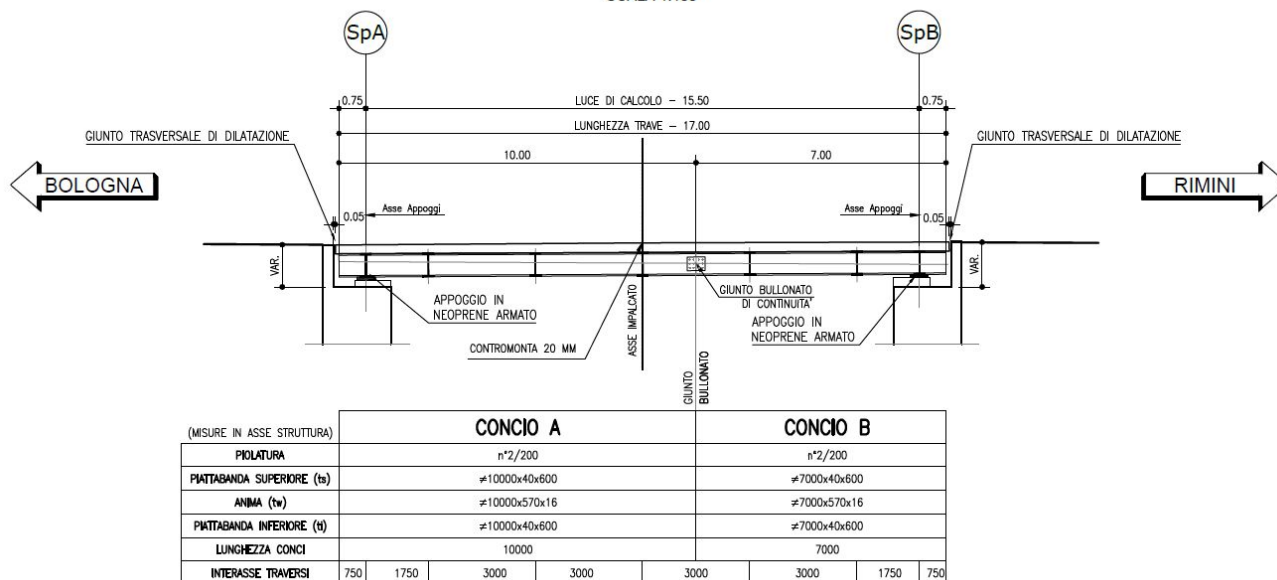


Figura 1-10. Sezione longitudinale lato Nord

SEZIONE LONGITUDINALE "B-B" TRAVE PRINCIPALE IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO SUD
SCALA 1:100

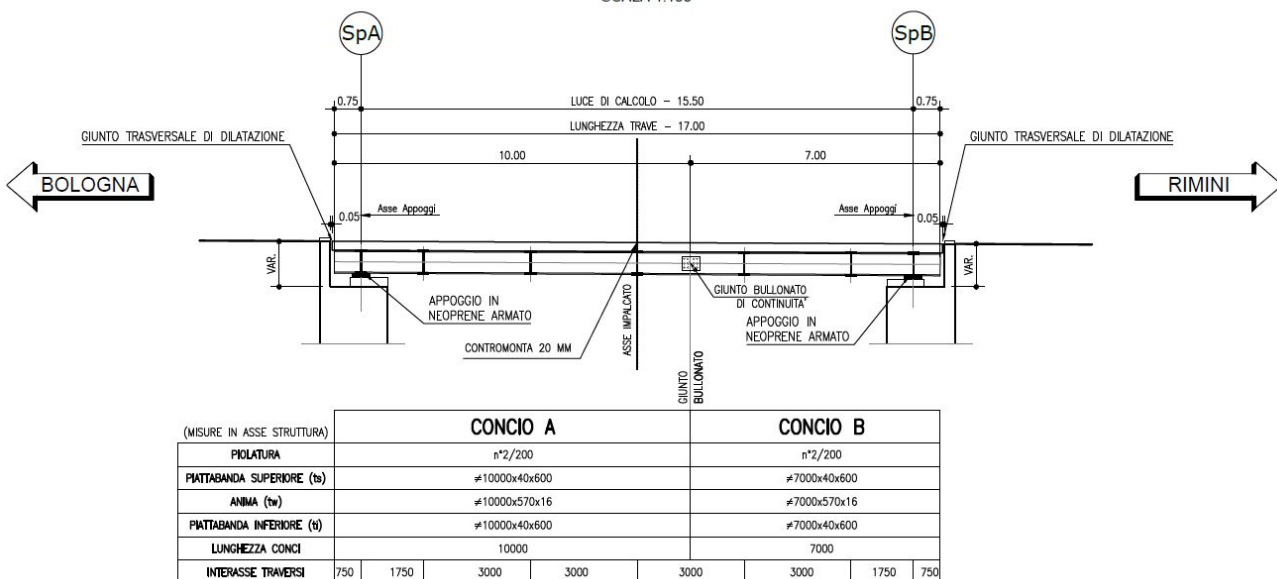


Figura 1-11. Sezione longitudinale lato Sud

PIANTA IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO NORD
SCALA 1:100

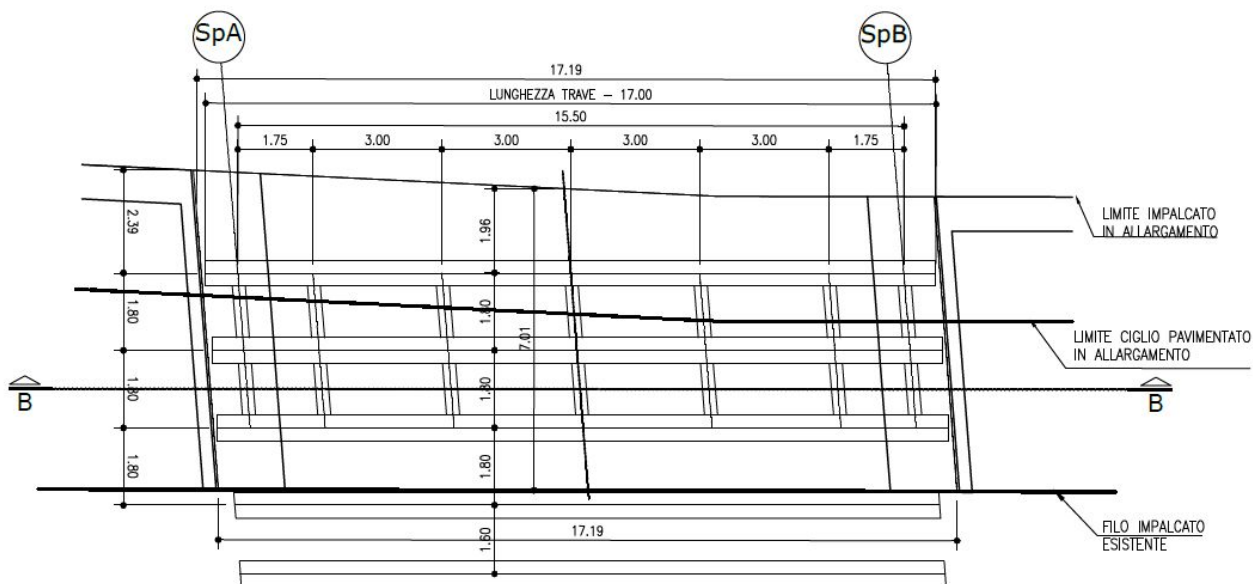


Figura 1-12. Pianta impalcato lato Nord

PIANTA IMPALCATO AMPLIAMENTO LATO SUD
SCALA 1:100

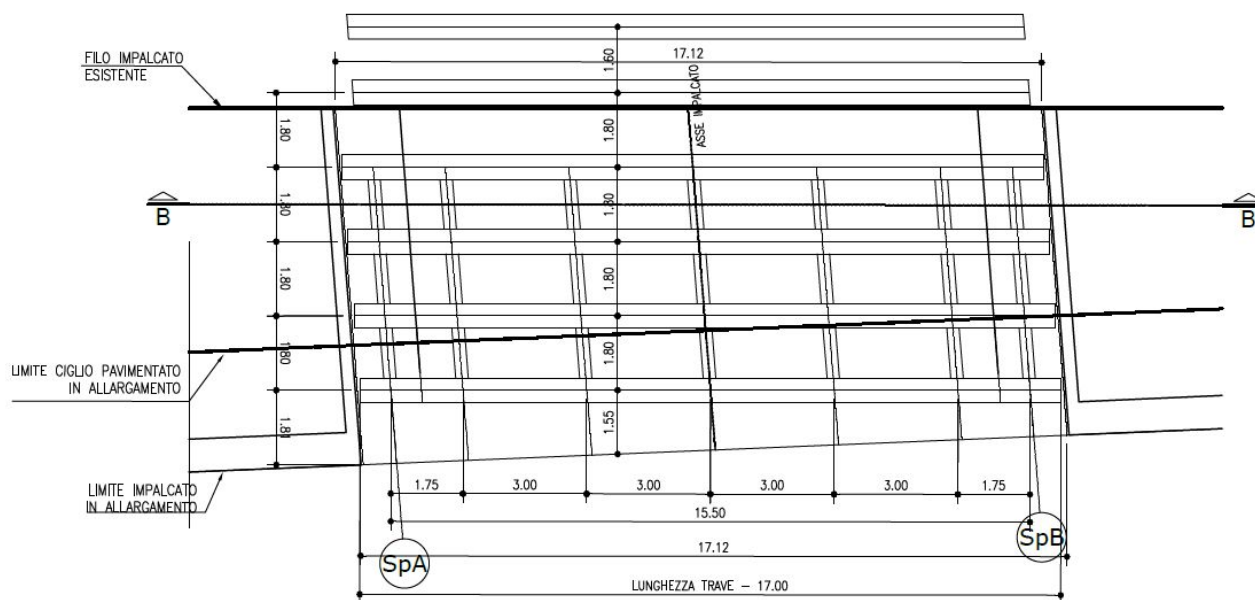


Figura 1-13. Pianta impalcato lato Sud

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 1-14. 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 spalle e 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: 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 $\phi 22$ mm ST 37-3k

$f_{yk} = 350$ MPa

$f_{tk} = 450$ 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 – Impianto originario

Calcestruzzo confezionato a 400kg/mc

Acciaio tipo Aq50

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

Impalcato – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ Mpa}$

$f_{tk} \geq 540.0\text{ Mpa}$

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 C per profili saldati

Acciaio per carpenteria metallica: Fe510 B per profili commerciali

Resistenza di calcolo: $f_d = 355.0\text{ MPa}$ (per spessore $t \leq 40\text{mm}$)

- $f_d = 315.0\text{ MPa}$ (per spessore $t > 40\text{mm}$)

Sottostrutture – Impianto originario

Calcestruzzo per spalle e muri d'ala

Cemento $R730$

Dosaggio 300 kg/m^3

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

Acciaio per armatura lenta spalle e muri d'ala: barre lisce tipo AQ50

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

Sottostrutture – Primo ampliamento

Calcestruzzo per muri e strutture in elevazione

Resistenza caratteristica: $R_{ck} = 35\text{MPa}$

Calcestruzzo per fondazioni e pali

Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30\text{MPa}$

Acciaio per armatura lenta: barre nervate tipo FeB44k, controllate in stabilimento

$f_{yk} \geq 430.0\text{ MPa}$

$f_{tk} \geq 540.0\text{ Mpa}$

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

Campagna di indagine 2018

Nel mese di Gennaio 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:

- 6 prelievi di carote in cls (6 prove di compressione + carbonatazione);
- 5 prelievi di barre d’armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- 6 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 6 prove di durezza;
- 6 indagini pacometriche;

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-17-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia Zanardi pk 10+814-69T – Via Zanardi – 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.

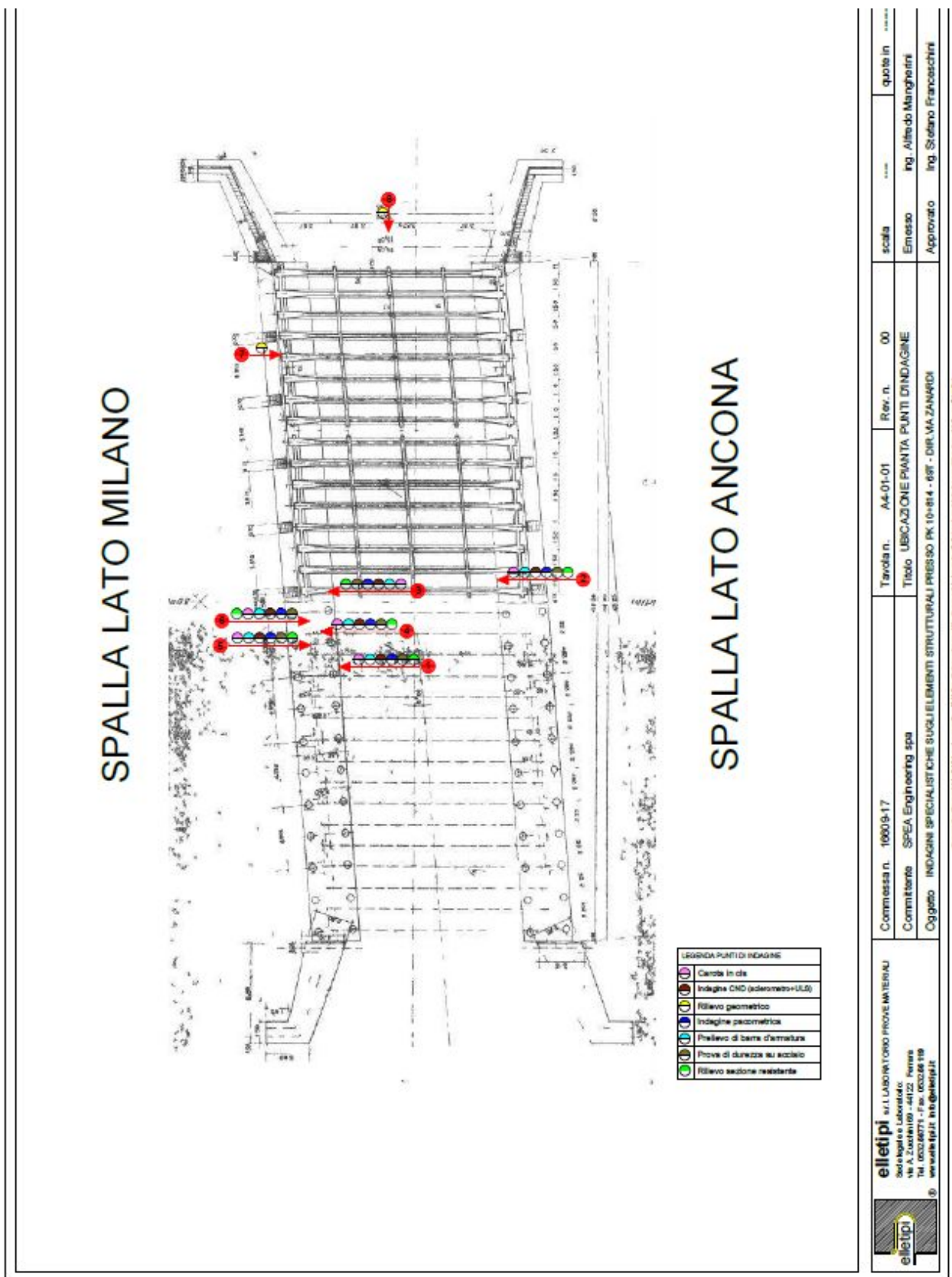


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

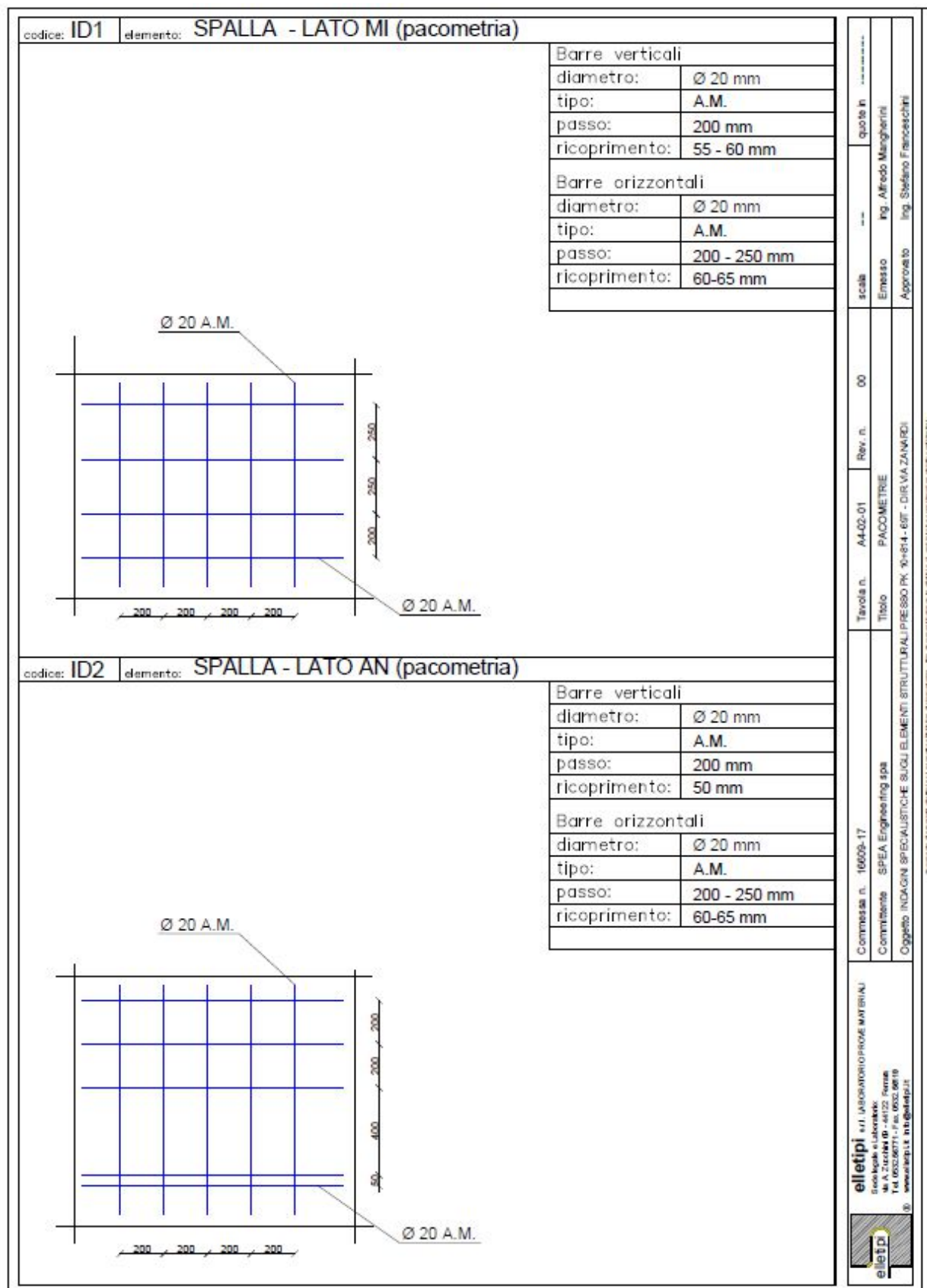


Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

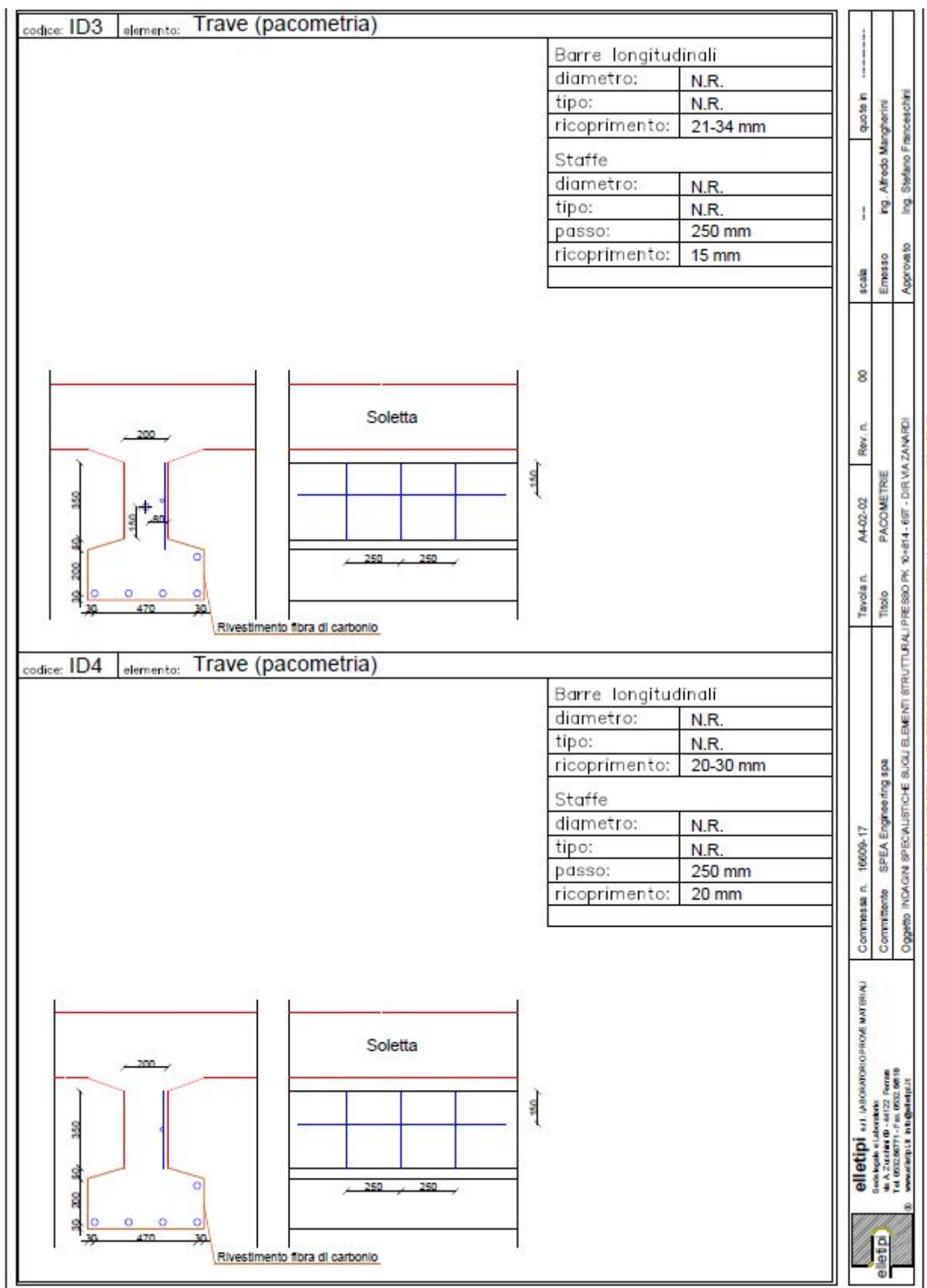


Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

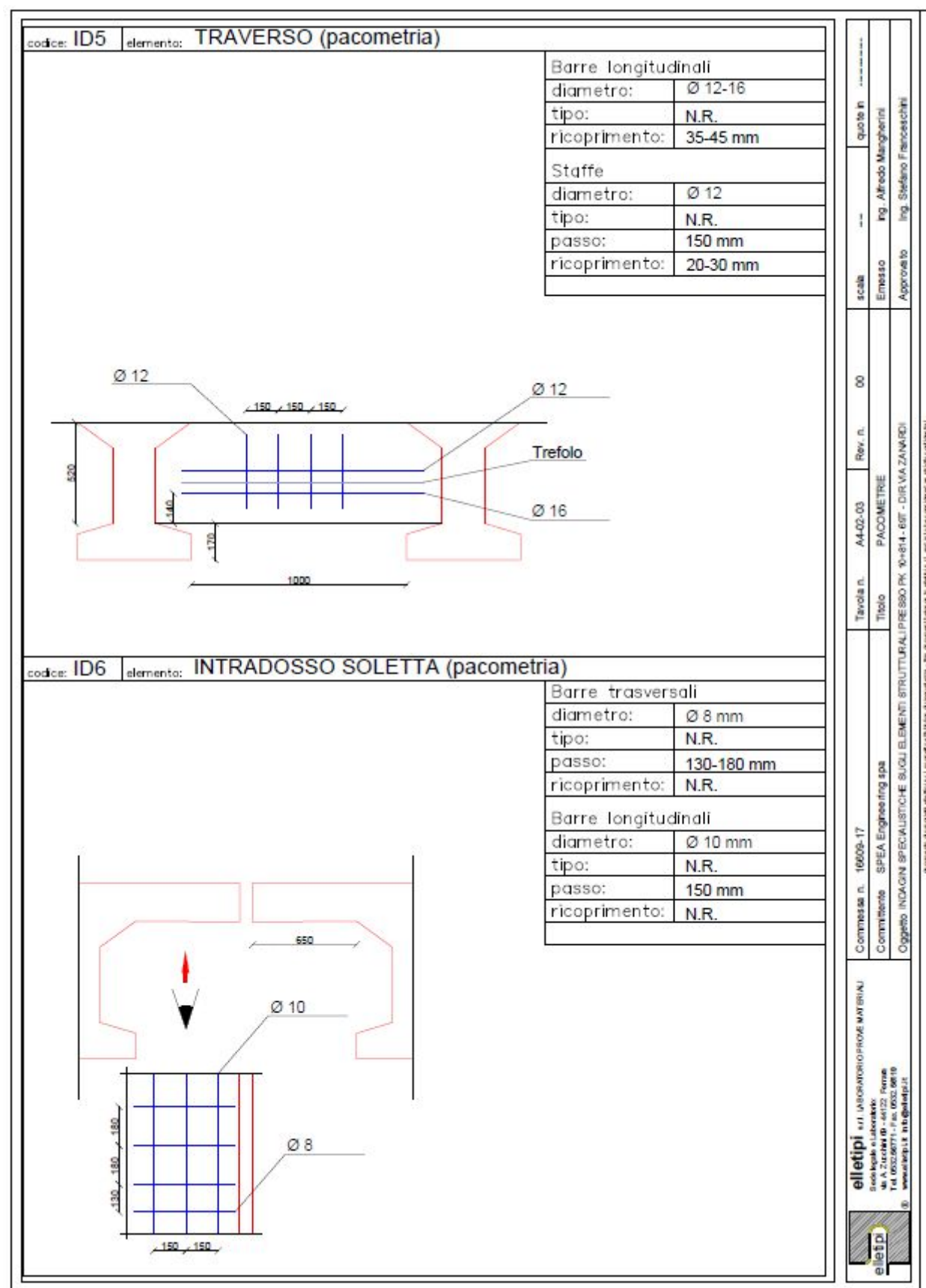


Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

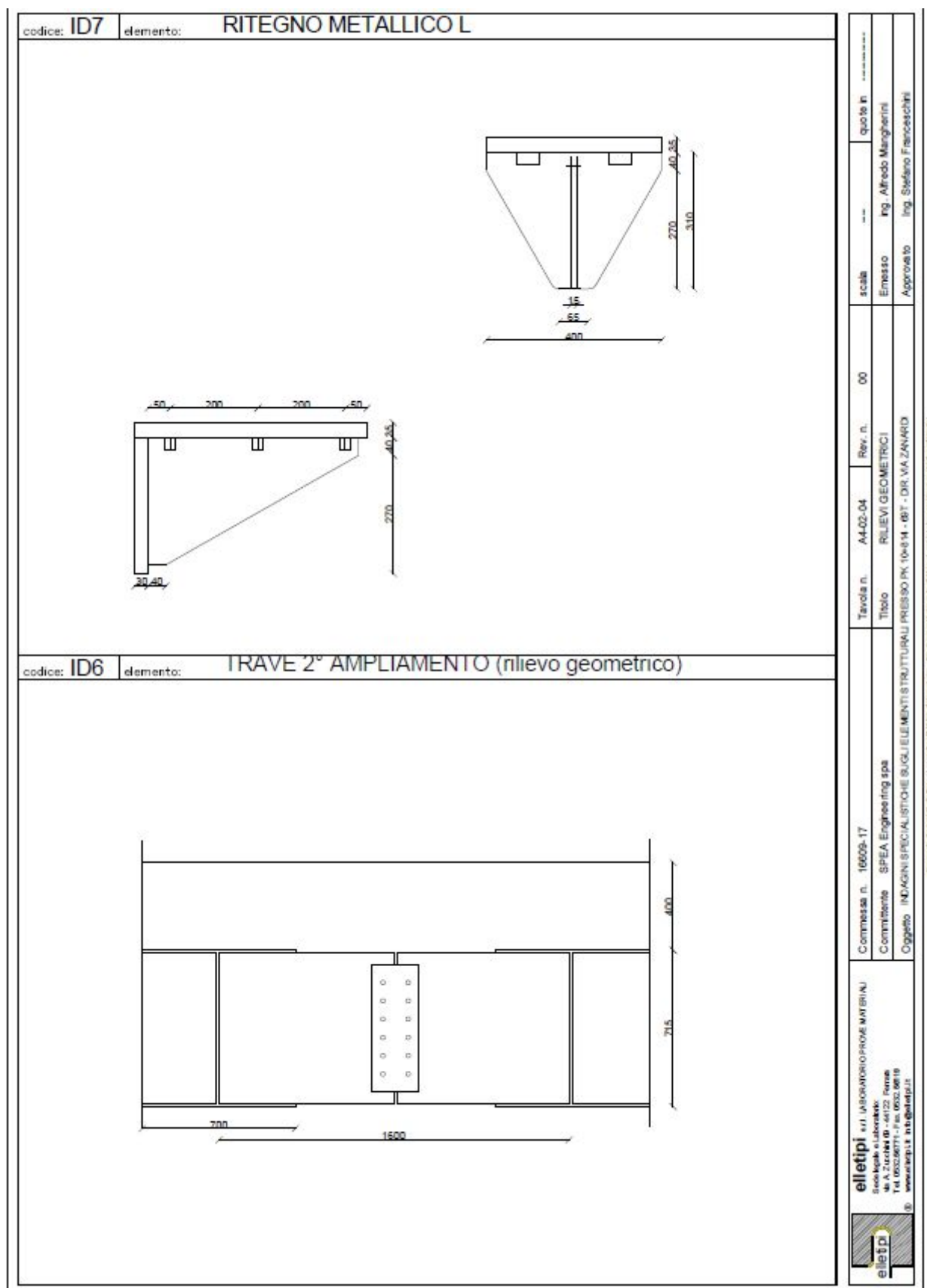


Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 4/4



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

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000009 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 350/2001, Circolare Ministeriale 761/75 TC
Laboratorio Rivelatore autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 58 del D.P.R. 350/2001, Circolare Ministeriale 761/75 TC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 326149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

Adesione con Sistemi di Gestione certificati da Certipaq
Qualità Ambiente Sicurezza
UNI EN ISO 9001:2008
UNI EN ISO 14001:2004
BS OHSAS 18001:2007

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk10+814 - 69T- VIA ZANARDI
COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO: 2-3-4/12/2017

CERTIFICATO n°: 49298/18 Rev 0 del: 28/03/2018
DATA PROVE: 04/01/2018

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	f_{cl}	R_{cl}	penetrazione CO_2
		Diametro	Lunghezza	$\lambda = L / D$					
		[mm]	[mm]		[kg/mc]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[mm]
SPALLA ANCONA	1	94	97	1.03	2280	355.0	51.2	51.8	19
SPALLA MILANO	2	94	96	1.02	2297	271.4	39.1	39.4	19
TRAVE	3	54	73	1.35	2321	82.1	35.8	40.0	24
TRAVE	4	54	75	1.39	2358	61.0	26.6	30.0	21
TRAVERSO	5	74	77	1.04	2325	172.4	40.1	40.7	17
SOLETTA	6	74	76	1.03	2386	273.9	63.7	64.4	14

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e retifica
 f_{cl} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 $R_{cl} = f_{cl} \times 2.5 / (1.5 + 1/\lambda)$ resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza $\lambda=1$ assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624


Emesso:

Ing. Alfredo Manghenti

Approvato:


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

Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo



elietipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 00174800367
e-mail: info@elietipi.it; segreteria@pec.elietipi.it; www.elietipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 9009008 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7817/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 9572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7816/STC
Credenziale Notificato n° 1206, DM 828149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive, rinnovata al sensi della circ. 305/2011, DM 1054/2003



Adesivo con Sistemi di Gestione verificati da Certipass
Qualità Ambiente Sicurezza
ISO 9001:2008
ISO 14001:2004
OHSAS 18001:2007


COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk10+814 - 6GT- VIA ZANARDI
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 03/01/18
PARTE D'OPERA BARRE ARMATURA: SPALLA - TRAVI - TRAVERSI - SOLETTA
CERTIFICATO n°: 49300/18 revisione 00 emessa il: 29/03/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO ISO 16859/2015					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinell)	STIMA CARICO DI
					ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
1	ID 1 - SPALLA MILANO	BARRA	198.0	197.7	670
			196.0		
			199.0		
			175.0		
2	ID 2 - SPALLA ANCONA	BARRA	176.0	176.0	595
			177.0		
			177.0		
			119.0		
3	ID 3 TRAVE	BARRA	132.0	115.7	400
			96.0		
			129.0		
			129.0		
4	ID 4 TRAVE	BARRA	130.0	129.0	405
			128.0		
			117.0		
			117.0		
6	ID 6 SOLETTA	BARRA	123.0	118.7	409
			116.0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
*: Valore ottenuto da apposita tabella di conversione per le durezze.

Emesso:



Ing. Alfredo Manfrotti

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controlli Strutturali

p.i. Riccardo Mazza




Figura 1-21 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

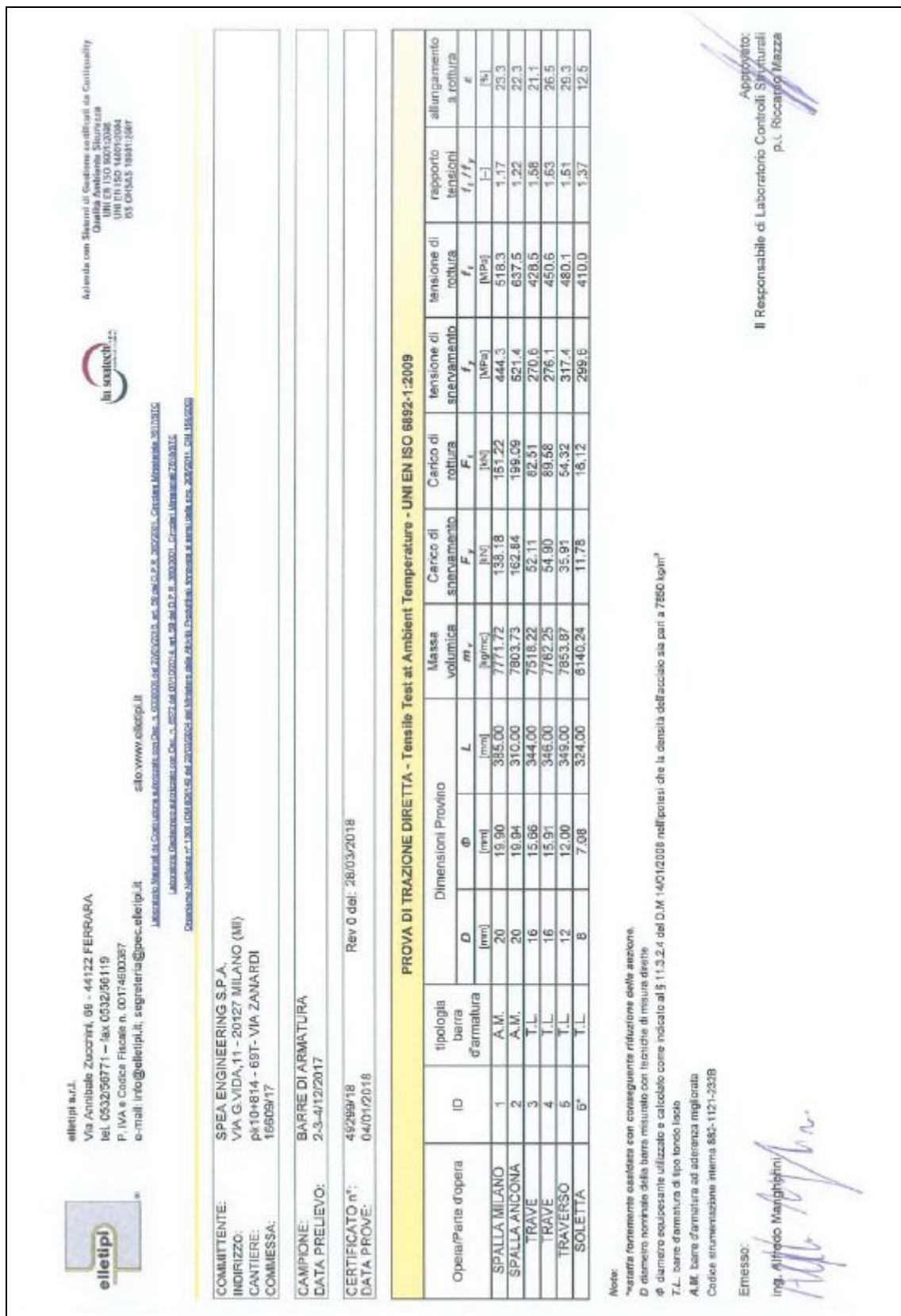


Figura 1-22 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

elietipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchi, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56116
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0117480367
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.it o www.elietipi.it

la sonotech
 Azienda con Sistemi di Qualità certificati da Certipaq
 Qualità Aziendale Riconosciuta
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 580/008 del 27/01/2018, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/19770
Laboratorio Geotecnica autorizzato con Dec. n. 5872 del 07/10/2018, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/19770
Giudizio Nominale n° 1308/2018 del 22/05/2018 del Ministero delle Attività Produttive, rinviato ai sensi della circ. 303/2011, DM 136/2000

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.p.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: PK10+814 - 66T- VIA ZANARDI
 COMMESSA: 1660B/17

DATA PROVA: 03/01/18
 PARTE D'OPERA: SOLETTA
 CERTIFICATO n°: 49301/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 29/03/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N													
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito													
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	la medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 6 - SOLETTA	20	52.60	4183	INDIRETTA	50	50	48	50	52	48	52	51	48	50	49.9	64.4	38.2	49.8

Note:
 Determinazione dell'indice ultrasonico - UNI 12844-2
 La indica l'indice di misura ultrasonico dell'intero punto di indagine calcolato come risultato su 10 valori misurati in sito.
 La dispersione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con l'asse orizzontale.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 136102
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12694-4
 L indica la lunghezza del percorso.
 T è il tempo impiegato dall'impulso ultrasonico in lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno strumentazione utilizzato: 126
 Prova di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12601:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad anello a rotella.
 Rapporto lunghezza/diametro del provino utilizzato: 1
 R indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno strumentazione utilizzato: 31 - 301 - 121-434

Emesso:
 ing. Alfredo Mangherini

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

elietipi s.r.l.
 Via Annibale Zucchi, 69 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56116
 P. IVA e Codice Fiscale n. 0117480367
 e-mail: info@elietipi.it, segreteria@pec.elietipi.it o www.elietipi.it

la sonotech
 Azienda con Sistemi di Qualità certificati da Certipaq
 Qualità Aziendale Riconosciuta
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 580/008 del 27/01/2018, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/19770
Laboratorio Geotecnica autorizzato con Dec. n. 5872 del 07/10/2018, art. 58 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 78/19770
Giudizio Nominale n° 1308/2018 del 22/05/2018 del Ministero delle Attività Produttive, rinviato ai sensi della circ. 303/2011, DM 136/2000

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.p.A.
 INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)
 CANTIERE: PK10+814 - 66T- VIA ZANARDI
 COMMESSA: 1660B/17

DATA PROVA: 03/01/18
 PARTE D'OPERA: SPALLE
 CERTIFICATO n°: 49302/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 05/01/18


PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N													
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in sito													
	[cm]	[µs]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	la medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 1 - SPALLA MILANO	20	55.90	3288	INDIRETTA	44	42	44	44	46	46	45	45	46	42	44.5	39.4	15.0	41.1
ID 2 - SPALLA ANCONA	20	59.00	3729	INDIRETTA	42	41	42	41	43	44	41	42	44	42	42.2	51.8	23.1	37.5


Note:
 Determinazione dell'indice ultrasonico - UNI 12844-2
 La indica l'indice di misura ultrasonico dell'intero punto di indagine calcolato come risultato su 10 valori misurati in sito.
 La dispersione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con l'asse orizzontale.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 136102
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12694-4
 L indica la lunghezza del percorso.
 T è il tempo impiegato dall'impulso ultrasonico in lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno strumentazione utilizzato: 126
 Prova di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12601:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad anello a rotella.
 Rapporto lunghezza/diametro del provino utilizzato: 1
 R indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno strumentazione utilizzato: 31 - 301 - 121-434

Emesso:
 ing. Alfredo Mangherini

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



eletip s.r.l.
 Via Annibale Zucchini, 65 - 44122 FERRARA
 tel. 0532/56771 - fax 0532/56119
 P.IVA e Codice Fiscale n. 0017490367
 e-mail: info@eletip.it, segreteria@pec.eletip.it sito: www.eletip.it



Autore con Votazioni Certificate di Competenza
 Qualità Italiana Sicurezza
 UNI EN ISO 9001:2008
 UNI EN ISO 14001:2004
 ISO 45001:2018


Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 5000026 del 27/01/2015, art. 58 del D.P.R. 28/02/2011, Circolare Ministeriale 78/2016
 Laboratorio Sperimentale autorizzato con Dec. n. 5072 del 27/03/2014, art. 58 del D.P.R. 28/02/2011, Circolari Ministeriali 78/16/2010
 Circolare Ministeriale n. 1304 del 20/03/2014 del 20/03/2014 del Ministero delle Attività Produttive concernente ai sensi della dir. 10/2011, Cir. 1/8/2015

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.		INDIRIZZO: VIA G. VIDA, 11 - 20127 MILANO (MI)	
CANTIERE: pk10+814 - 60T- VIA ZANARDI		COMMISSA: 15609/17	
DATA PROVA: 03/01/18		PARTE D'OPERA: TRAVI	
CERTIFICATO n°: 49303/18 elaborato numerico		revisione 00 emessa il 29/03/18	

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			MISURA	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconini, 2003	Rc SCLEROMETRO E. Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L) [cm]	tempo (T) [µs]	velocità (V) [m/s]		valori misurati in sito														
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	la medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID 3 TRAVE	20	52.30	3824	DIRETTA	52	54	51	53	53	52	54	50	51	54	52.4	40.0	25.5	54.1	38.5
ID 4 TRAVE	20	51.00	3922	DIRETTA	48	46	44	46	46	44	46	44	46	44	45.4	30.0	28.4	42.5	34.9
ID 5 TRAVERSO	20	47.50	4211	DIRETTA	52	50	50	50	50	49	48	48	50	50	49.7	40.7	39.4	49.5	39.2

Note:
 Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12594-2
 La media (indice sclerometrico) dell'insieme dei punti di indagine calcolata come media su 10 valori misurati in sito.
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse della calcestruzzo con il piano orizzontale.
 Codice interno documentazione utilizzato: 12 - 35-132
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12604-4
 L indica la lunghezza del pezzo.
 T e il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L.
 V indica la velocità dell'impulso.
 Codice interno documentazione utilizzato: 136
 Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12604/1/2008
 Metodo utilizzato per la preparazione del pezzo: taglio al cuneo a rifilato.
 Rapporto la lunghezza/ diametro del pezzo utilizzato = 1
 La media la mediazione calcolata e confrontata.
 Codice interno documentazione utilizzato: 31 - 381 - 321 - 604

Emesso:



Ing. Alfredo Marchesini

Approvato:

Il Responsabile di Laboratorio Controllo Strutturale
 p. A. Roccato Mazza




Figura 1-23 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

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°31 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°31 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°12 prelievo barre di armatura;
- N°12 indagini pacometriche;
- N°18 durometri;

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento “Opera 4: Sottovia via 69T – Autostrada A13 (BO) – km 010+814 – Rev.0 – 09/09/2020” 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 1-24 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine



GEOLAB s.r.l.
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

Rapporto Provvisorio
n. 201877
foglio 1 di 3

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

Brescia li 10/07/2020 Campione ricevuto il 26/06/2020

Committente **MTS ENGINEERING S.R.L.**
VICOLO DELLA TORRE, 15 - 23900 LECCO (LC)

Descrizione **N° 23 carote in cls identificate con sigla.**


Cantiere **Ponte in via Zanardi, Bologna (BO).**

Prelievo effettuato da **Prelievo effettuato dal Committente**

Dati forniti da **Committente**

IL PRESENTE RAPPORTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA

- CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI UNI EN 12390-3/2009



GEOLAB s.r.l.
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

Rapporto Provvisorio
n. 201877
foglio 2 di 3

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

Brescia li 10/07/2020

CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI

UNI EN 12390-3/2009

Data di esecuzione : 10/07/2020

Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Ø [mm]	H [mm]	umidità	carico [kN]	rapporto H/Ø	resistenza [N/mm²]	Massa vol. [kg/m³]	toller. (1)	rottura (2)
C1	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	191,4	1,0	44,5	2266,0	RETT	1
C2	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	265,3	1,0	61,7	2322,0	RETT	1
C10	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	109,1	1,0	25,4	2201,0	RETT	1
C11	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	172,4	1,0	40,1	2257,0	RETT	1
C13	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	165,0	1,0	38,4	2285,0	RETT	1
C14	-	10/07/2020	74	76	Asciutto	263,2	1,0	61,2	2328,0	RETT	1
C15	-	10/07/2020	74	73	Asciutto	140,7	1,0	32,7	2287,0	RETT	1
C16	-	10/07/2020	74	73	Asciutto	183,8	1,0	42,7	2331,0	RETT	1
C17	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	209,8	1,0	48,8	2322,0	RETT	1
C18	-	10/07/2020	74	76	Asciutto	129,9	1,0	30,2	2322,0	RETT	1
C19	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	177,0	1,0	41,2	2325,0	RETT	1
C20	-	10/07/2020	74	74	Asciutto	190,2	1,0	44,2	2306,0	RETT	1
C21	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	204,8	1,0	47,6	2303,0	RETT	1
C22	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	249,6	1,0	58,0	2353,0	RETT	1
C23	-	10/07/2020	74	74	Asciutto	158,1	1,0	36,8	2259,0	RETT	1
C24	-	10/07/2020	74	74	Asciutto	257,8	1,0	59,9	2344,0	RETT	1
C25	-	10/07/2020	74	74	Asciutto	239,8	1,0	55,8	2335,0	RETT	1
C26	-	10/07/2020	74	72	Asciutto	192,1	1,0	44,7	2351,0	RETT	1
C27	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	181,2	1,0	42,1	2319,0	RETT	1

(1)Esito verifiche dimensionali,planarità e perpendicolarità. RETT. = Rettifica campione per ripristinare le condizioni geometriche richieste
(2)Esito rottura : 1=soddisfacente, 2=non soddisfacente

GEOLAB s.r.l.
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

**Rapporto Provvisorio
n. 201877
foglio 3 di 3**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

Brescia li 10/07/2020

CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI

UNI EN 12390-3/2009

Data di esecuzione : 10/07/2020

Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Ø [mm]	H [mm]	umidità	carico [kN]	rapporto H/Ø	resistenza [N/mm²]	Massa vol. [kg/m³]	toler. (1)	rottura (2)
C28											
-	-	10/07/2020	74	74	Asciutto	188,8	1,0	43,9	2316,0	RETT	1
C29											
-	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	193,4	1,0	45,0	2291,0	RETT	1
C30											
-	-	10/07/2020	74	75	Asciutto	189,4	1,0	44,0	2285,0	RETT	1
C31											
-	-	10/07/2020	74	76	Asciutto	226,1	1,0	52,6	2276,0	RETT	1

Figura 1-25 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione_certificato GEOLAB

GEOLAB s.r.l.
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

**Rapporto Provvisorio
n. 201878
foglio 1 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

Brescia li 10/07/2020

Campione ricevuto il 26/06/2020

Committente **MTS ENGINEERING S.R.L.**
VICOLO DELLA TORRE, 15 - 23900 LECCO (LC)

Descrizione **N° 10 spezzoni di barre in acciaio identificati con sigla.**

Cantiere **Ponte in via Zanardi, Bologna (BO).**

Prelievo effettuato da **Prelievo effettuato dal Committente**

Dati forniti da **Committente**

IL PRESENTE RAPPORTO E' COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA

- MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE

UNI EN 10002-1/1992

GEOLAB s.r.l.
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it
Partita i.v.a. 01985350170

**Rapporto Provvisorio
n. 201878
foglio 2 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA
E' vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB s.r.l.

Brescia li 10/07/2020

MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE

UNI EN 10002-1/1992

Data di esecuzione : 10/07/2020

sigla provino	massa lin. [g/m]	diam. equip. [mm]	sezione effett. [mm²]	allung. A5 [%]	carico unitario fy-f 0,2 [N/mm²]	rapporto ft/ft fy/fyk	piegamento esito	Ø mand. [mm]	marchio
B1	2928	21,8	372,68	17,64	516	620	1,20	-	-
B4	895	12,1	114,01	31,50	272	414	1,52	-	-
B5	1638	16,3	208,67	22,25	472	592	1,26	-	-
B6	649	10,3	82,68	12,00	419	588	1,40	-	-
B7	2972	22,0	378,54	16,36	501	634	1,27	-	-
B8	639	10,2	81,34	18,20	376	534	1,42	-	-
B9	629	10,1	80,09	16,80	423	557	1,32	-	-
B10	2552	20,4	325,11	23,60	476	609	1,28	-	-
B11	2988	22,0	380,62	26,73	512	637	1,25	-	-
B12	1567	16,0	199,66	22,63	522	631	1,21	-	-

Figura 1-26 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione_certificato GEOLAB

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	mm²	cm³	g	Kg/m³	N	N/mm²			N/mm²
C3	NON DICHIARATO	74	148,0	4301	637	1502	2.359,69	105.100	24,44	2,00	1,25	30,55
C4	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	723	2.271,71	156.660	36,43	1,00	1,00	36,43
C5	NON DICHIARATO	74	74,1	4301	319	737	2.312,58	100.990	23,48	1,00	1,00	23,49
C6	NON DICHIARATO	74	74,5	4301	320	786	2.453,09	140.810	32,74	1,01	1,00	32,83
C7	NON DICHIARATO	74	74,3	4301	320	770	2.409,62	145.870	33,92	1,00	1,00	33,97
C8	NON DICHIARATO	74	74,0	4301	318	772	2.425,67	134.480	31,27	1,00	1,00	31,27
C9	NON DICHIARATO	74	52,0	4301	224	536	2.396,67	151.620	35,25	RAPPORTO UTILE H/D < 1		
C12	NON DICHIARATO	74	50,0	4301	215	512	2.380,93	150.130	34,91	RAPPORTO UTILE H/D < 1		

N.B.: a) il diametro è la media dei due diametri, misurati ortogonalmente, su ambedue le facce della carota.
b) l'altezza è la media delle quattro altezze, misurate in punti diversi (diametralmente opposti), dopo il taglio e la spianatura.

*** SU RICHIESTA DELLA COMMITTEA SONO STATI TESTATI I CAMPIONI C9 E C12 ANCHE SE RAPPORTO H/D < 1**

Pagina 2 di 3 del Rapporto di Prova CND 128/20 del 06/07/2020

È vietata la riproduzione del rapporto di prova o di singole parti senza l'approvazione del laboratorio C.P.M. s.r.l.

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

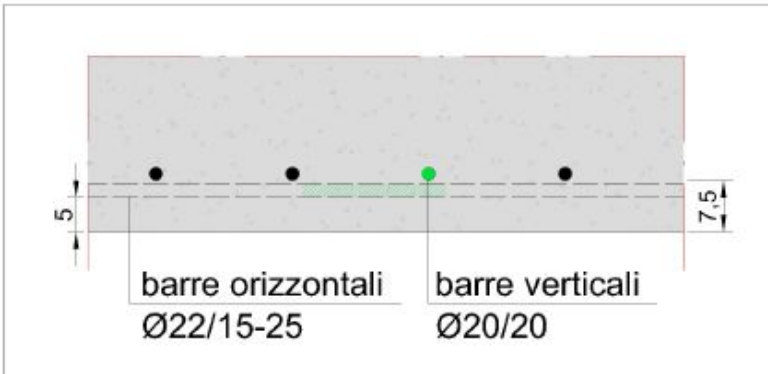

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		\varnothing_{nom}	lung.	peso	area	$\varnothing_{eq.*}$		f_y		f_t	
		mm	mm	g	mm²	mm	N	N/mm²	N	N/mm²	%
B2	NON DICHIARATO	16	360	576	203,82	16,11	108.790	533,8	135.180	663,2	17,0
B3	NON DICHIARATO	16	369	564	194,71	15,75	77.590	398,5	101.070	519,1	14,8

*** della barra tonda equipesante**

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

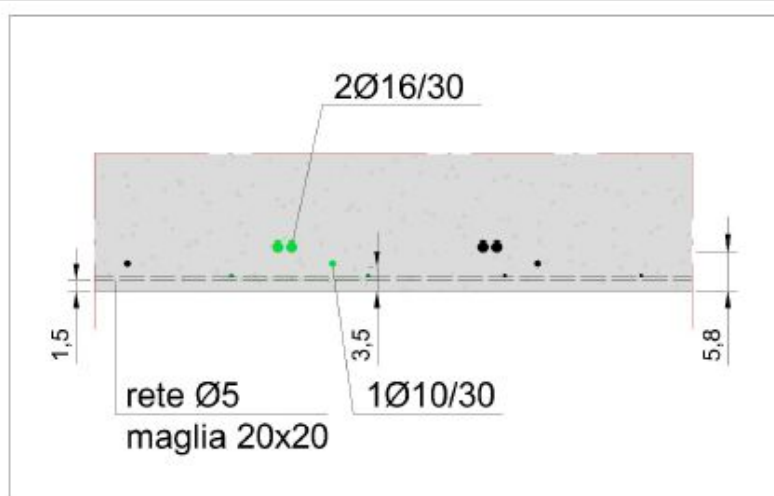
N° PROVA	Elemento Strutturale	DUROMETRO
		Media indice [HV]
D 1	TRAVE METALLICA	270.25
D 2	TRAVE METALLICA	228.5
D 3	TRAVE METALLICA	232.25
D 4	TRAVE METALLICA	203
D 5	TRAVE METALLICA	207.25
D 6	TRAVE METALLICA	218
D 7	TRAVE METALLICA	255.25
D 8	TRAVE METALLICA	257
D 9	TRAVE METALLICA	261.5
D 10	TRAVE METALLICA	266.5
D 11	TRAVE METALLICA	330.5
D 12	TRAVE METALLICA	287.75
D 13	TRAVE METALLICA	301.25
D 14	TRAVE METALLICA	256.75
D 15	TRAVE METALLICA	298
D 16	TRAVE METALLICA	283.5
D 17	TRAVE METALLICA	280.5
D 18	TRAVE METALLICA	286

Figura 1-29 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Prove durometriche travi metalliche

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SPALLA IN C.A.	LATO ANCONA
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano ad aderenza migliorata con presenza di ruggine. 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 2
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA

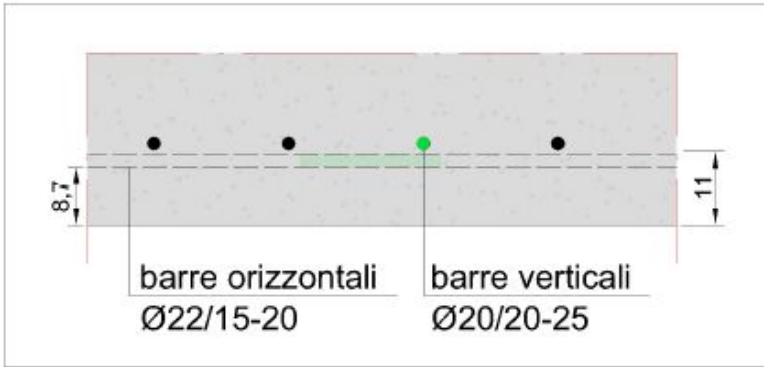

NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano essere ad aderenza migliorata e in generale in buono stato di conservazione. La barra $\phi 10$ (perpendicolare all'orditura delle travi) presenta ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.

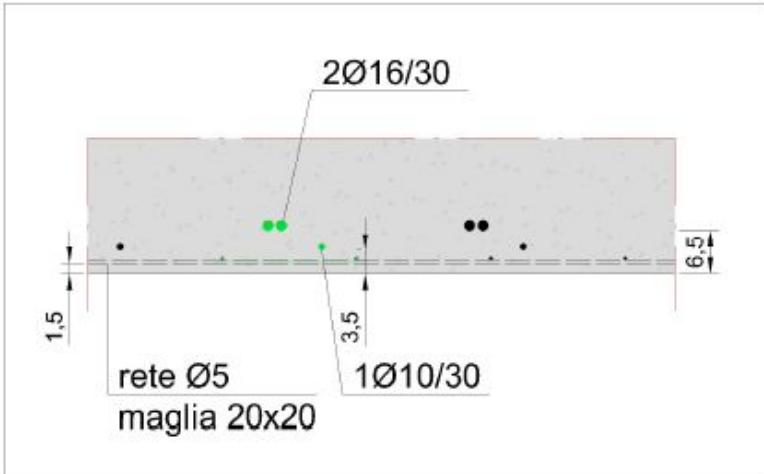




Sezione area di indagine



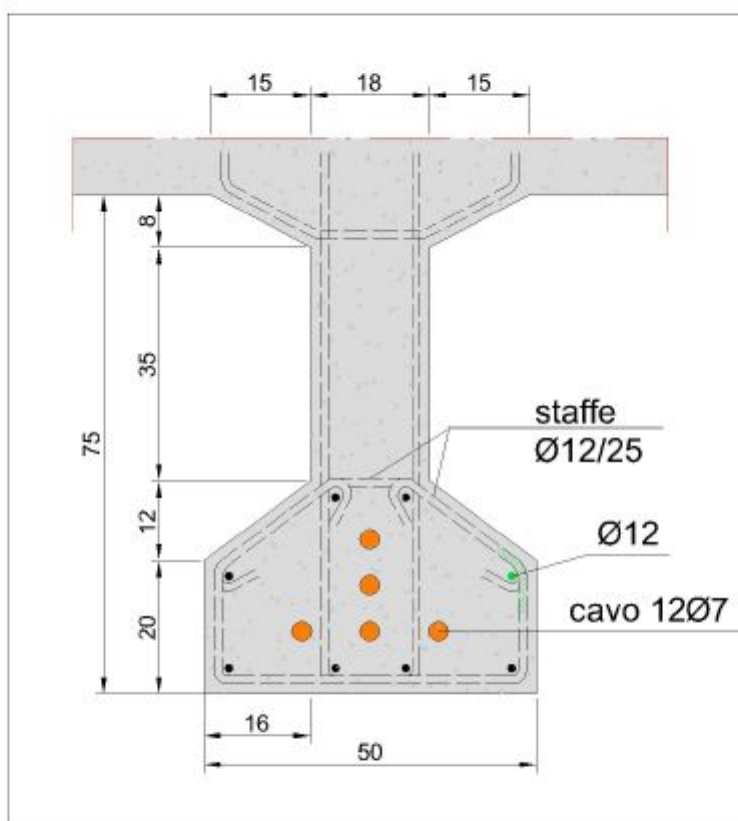
DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3
TRAVERSO IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;">  <p>Sezione area di indagine</p> </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4
SPALLA IN C.A.	LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano ad aderenza migliorata 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>barre orizzontali Ø22/15-20 barre verticali Ø20/20-25</p> <p><i>Sezione area di indagine</i></p>	
	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 5
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano essere ad aderenza migliorata con presenza di 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 6
TRAVE IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA

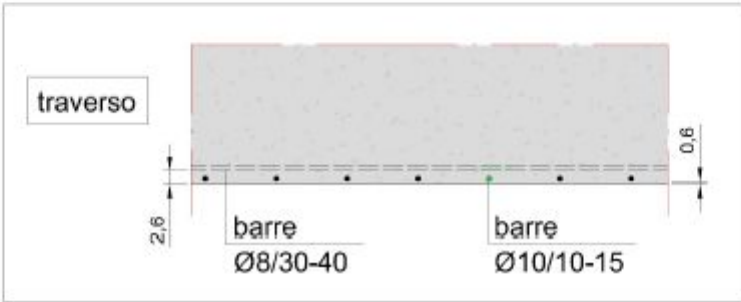


NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci. Le staffe presentano ossidazione superficiale. Il copriferro minimo delle armature longitudinali è pari a 4 cm, mentre per le staffe è pari a 1,5 cm. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.

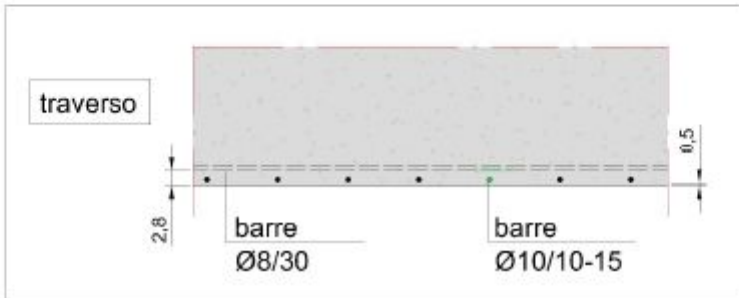




Sezione area di indagine

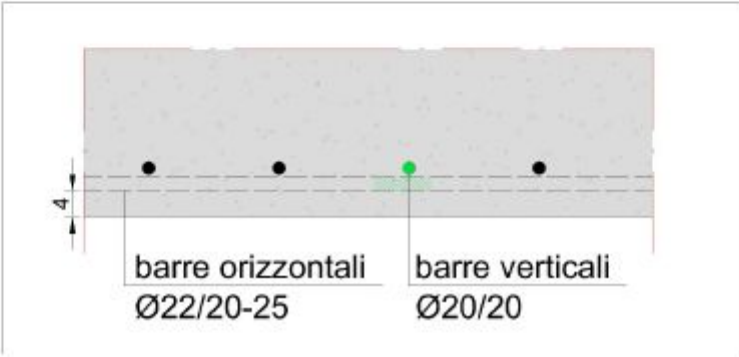




DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7
TRAVERSO IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci con ossidazione superficiale. Il copriferro minimo delle armature longitudinali è pari a 5,2 cm. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
<div style="text-align: center;"> <p>cavo 12Ø7</p> <p>staffe Ø12/15-25</p> </div> <p>Sezione area di indagine</p>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA SX – DIREZIONE ANCONA
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano essere lisci con presenza di ossidazione superficiale. 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 9
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA DX – DIREZIONE MILANO
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e corrosi. 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 10
SPALLA IN C.A.	LATO MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano ad aderenza migliorata 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>	
<div data-bbox="424 645 1171 1003"> <p>4,5</p> <p>barre orizzontali Ø22/15-25</p> <p>barre verticali Ø20/20</p> </div> <p>Sezione area di indagine</p>	

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 11
SPALLA IN C.A.	LATO MILANO
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano ad aderenza migliorata 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>	
	

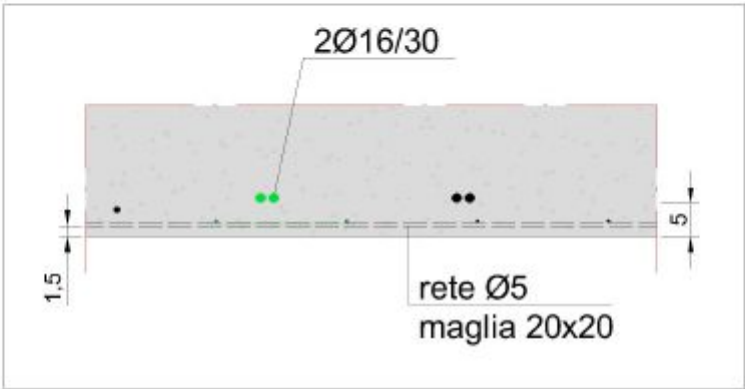

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 12
SOLETTA IN C.A.	CARREGGIATA DX – DIREZIONE MILANO
<p>NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano ad aderenza migliorata e in buono stato di conservazione. Le armature costituenti la rete presentano corrosione diffusa. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.</p>	
 <p>Sezione area di indagine</p>	
	

Figura 1-30 – 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 1-31 – 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:

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

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:	69T		
Opere:	anni '60		
Elemento:	soletta		
Materiale:	calcestruzzo		
-			
FC	1,00		
γ_c	1,50		
<u>Campagna di indagini 2020</u>			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
C6	32,83		
C7	33,97		
C8	31,27		
C9	35,27		
C25	55,80		
C26	44,70		
C27	42,10		
C28	43,90		
<u>Campagna di indagini 2017</u>			
ID carotaggio	R_c [MPa]		
6	64,4		
R _c [MPa]	42,69	valore medio	
R _{c (d)} [MPa]	28,46	= R _c / γ_M / FC	
f _{c (d)} [MPa]	23,62	= R _c x 0,83	
n° prove	9		
μ^*	3,73		
σ^*	0,25		
$\mu_{0,16}$	3,64		
$\chi_{0,05}$	25,45	valore caratteristico	
R _{c (d)} [MPa]	25,45	= R _c / FC	
f _{c (d)} [MPa]	21,12	= R _c x 0,83	
f_d [MPa]	21,12		

Sottovia:	69T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	soletta	
Materiale:	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B8		376,00
B9		423,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 6		299,6
f_y [MPa]	337,80	valore medio = $f_y / \gamma_M / FC$
$f_{y(d)}$ [MPa]	293,74	
n° prove	3	
μ^*	5,89	
σ^*	0,18	
$\mu_{0,16}$	5,79	
$x_{0,05}$	245,76	valore caratteristico = f_y / FC
$f_{y(d)}$ [MPa]	245,76	
f_d [MPa]	245,76	

Sottovia:	69T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trasverso	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C5	23,49	
C23	36,80	
C24	59,90	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
5	40,7	
R _c [MPa]	40,22	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	26,82	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	22,26	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,64	
σ^*	0,38	
$\mu_{0,16}$	3,45	
$\chi_{0,05}$	16,72	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	16,72	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	13,88	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	13,88	

<u>Sottovia:</u>	69T	
<u>Opere:</u>	anni '60	
<u>Elemento:</u>	trasverso	
<u>Materiale:</u>	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
<u>Campagna di indagini 2020</u>		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B3		398,50
B7		501,00
<u>Campagna di indagini 2017</u>		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 5		317,4
f_y [MPa]	405,63	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	352,72	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5,99	
σ^*	0,23	
$\mu_{0,16}$	5,86	
$x_{0,05}$	240,35	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	240,35	= f_y / FC
f_d [MPa]	240,35	

Opere:		anni '60
Elemento:		trave
Materiale:		calcestruzzo
-		
FC	1,00	
γ_c	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C3	36,81	30,55
C4	36,43	
C15	32,70	
C16	42,70	
C17	48,80	
C18	30,20	
C19	41,20	
C20	44,20	
C21	47,60	
C22	58,00	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
3	40,00	
4	30,00	
R _c [MPa]	40,72	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	27,15	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	22,53	= R _c x 0,83
n° prove	12	
μ^*	3,69	
σ^*	0,20	
$\mu_{0,16}$	3,63	
$\chi_{0,05}$	27,17	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	27,17	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	22,55	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	22,53	

Sottovia:	69T	
Opere:	anni '60	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-		
FC	1,00	
γ_c	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B6		419,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID 3		270,60
ID 4		276,10
f_y [MPa]	321,90	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	279,91	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	5,75	
σ^*	0,25	
$\mu_{0,16}$	5,61	
$\chi_{0,05}$	182,32	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	182,32	= f_y / FC
f_d [MPa]	182,32	

Sottovia:	69T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	trave	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,05
Campagna di indagini 2020		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
D1	125,00	325,52
D2	228,50	595,05
D3	232,25	604,82
D4	203,00	528,65
D8	257,00	669,27
D9	261,50	680,99
D10	266,50	694,01
D13	301,25	784,51
D16	283,50	738,28
Campagna di indagini 2017		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
f_y [MPa]	624,57	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	594,82	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
μ^*	6,41	
σ^*	0,26	
$\mu_{0,16}$	6,32	
$x_{0,05}$	361,94	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	361,94	$= f_y / FC$
f_d [MPa]	361,94	

Sottovia:	69T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	traverso	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,05
Campagna di indagini 2020		
ID durometro	HV	f_y [MPa]
D5	207,25	539,71
D6	218,00	567,71
D7	255,25	664,71
D11	330,50	860,68
D12	287,75	749,35
D14	256,75	668,62
D15	298,00	776,04
D17	280,50	730,47
D18	286,00	744,79
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	HV	f_y [MPa]
f_y [MPa]	700,23	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	666,89	= $f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	9	
μ^*	6,54	
σ^*	0,15	
$\mu_{0,16}$	6,49	
$x_{0,05}$	516,15	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	516,15	= f_y / FC
f_d [MPa]	516,15	

Sottovia:	69T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	calcestruzzo	
-	FC	1,00
	γ_c	1,50
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C2	61,70	
C12	34,91	
C14	61,20	
C31	52,60	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R _c [MPa]	52,60	valore medio
R _{c(d)} [MPa]	35,07	= R _c / γ_M / FC
f _{c(d)} [MPa]	29,11	= R _c x 0,83
n° prove	4	
μ^*	3,94	
σ^*	0,27	
$\mu_{0,16}$	3,80	
x _{0,05}	28,97	valore caratteristico
R _{c(d)} [MPa]	28,97	= R _c / FC
f _{c(d)} [MPa]	24,05	= R _c x 0,83
f_d [MPa]	24,05	valore di progetto

Sottovia:	69T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	soletta superiore	
Materiale:	acciaio	
-	FC	1,00
	γ_c	1,15
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B2		533,80
B5		472,00
B12		522,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	509,27	valore medio = $f_y / \gamma_M / FC$
$f_{y(d)}$ [MPa]	442,84	
n° prove	3	
μ^*	6,23	
σ^*	0,07	
$\mu_{0,16}$	6,19	
$x_{0,05}$	439,76	valore caratteristico = f_y / FC
$f_{y(d)}$ [MPa]	439,76	
f_d [MPa]	439,76	

Sottovia:	69T	
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]	
C10	25.40	
C29	45.00	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
ID01	51.80	
ID02	39.40	
R_c [MPa]	40.40	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	26.93	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	22.35	$= R_c \times 0,83$
n° prove	4	
μ^*	3.67	
σ^*	0.31	
$\mu_{0,16}$	3.51	
$x_{0,05}$	20.21	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	20.21	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	16.77	$= R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	16.77	

Sottovia:	69T	
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]
B10		476.00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
ID01		444.30
ID02		521.40
f_y [MPa]	476.00	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	413.91	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6.17	
σ^*	0.08	
$\mu_{0,16}$	6.13	
$x_{0,05}$	401.35	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	401.35	$= f_y / FC$
f_d [MPa]	401.35	

Sottovia:	69T	
Opere:	Ampliamento 2004	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	calcestruzzo	
FC	1.00	
γ_c	1.50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
C1	44.50	
C11	40.10	
C13	38.40	
C30	44.00	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	R_c [MPa]	
R_c [MPa]	41.75	valore medio
$R_{c(d)}$ [MPa]	27.83	$= R_c / \gamma_M / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	23.10	$= R_c \times 0,83$
n° prove	4	
μ^*	3.73	
σ^*	0.07	
$\mu_{0,16}$	3.69	
$x_{0,05}$	35.74	valore caratteristico
$R_{c(d)}$ [MPa]	35.74	$= R_c / FC$
$f_{c(d)}$ [MPa]	29.66	$= R_c \times 0,83$
f_d [MPa]	23.10	

Sottovia:	69T	
Opere:	ampliamento 2004	
Elemento:	paramento e fondazione	
Materiale:	acciaio	
FC	1.00	
γ_c	1.15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		f_y [MPa]
B1		516.00
B4		272.00
B11		512.00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		f_y [MPa]
f_y [MPa]	433.33	valore medio
$f_{y(d)}$ [MPa]	376.81	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6.03	
σ^*	0.37	
$\mu_{0,16}$	5.82	
$x_{0,05}$	184.07	valore caratteristico
$f_{y(d)}$ [MPa]	184.07	$= f_y / FC$
f_d [MPa]	184.07	

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 state 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
CPT101	1999	10+840	36.30	10.00	-
CPT102	1999	10+945	35.30	10.00	-
PB7	2016	10+800	37.60	25.00	TA(22)
C (....) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella); TA (....) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante). CH = tubo per misure Cross-hole					

Figura 1-32. Indagini geognostiche di riferimento

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
36.900	0.0 ÷ 4.40	Limo argilloso	A	?	Tabella IV
	4.40 ÷ 8.50	Ghiaia e sabbia	B	?	Tabella V

Figura 1-33. 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 1-34. 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)
Ghiaia e sabbia	20	0	38	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 Ghiaia e Sabbia (B)

Come indicato nelle figure precedenti, la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +36.90 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +31.44 m s.l.m.m., vale a dire al di sotto della quota di passaggio dallo strato superiore limo argilloso (A) al sottostante strato di ghiaia e sabbia (B): ne consegue che nelle analisi le strutture vengono impostate direttamente sullo strato di ghiaia e sabbia.

La quota di falda viene assunta, coincidente alla quota di imposta delle fondazioni (testa pali di sottofondazione).

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: 44.529333

longitudine: 11.316462

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

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 : 0.069 g

F_0 : 2.490

T_C^* : 0.275 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R : 101 anni

a_g : 0.086 g

F_0 : 2.486

T_C^* : 0.285 s

S_S : 1.50

S_T : 1.00

$S = S_S \times S_T = 1.50$

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R : 949 anni

a_g : 0.211 g
 F_0 : 2.432
 T_c^* : 0.307 s
 S_s : 1.39
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.39

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 T_R : 1950 anni
 a_g : 0.266 g
 F_0 : 2.437
 T_c^* : 0.313 s
 S_s : 1.31
 S_T : 1.00
 $S = S_s \times S_T =$ 1.31

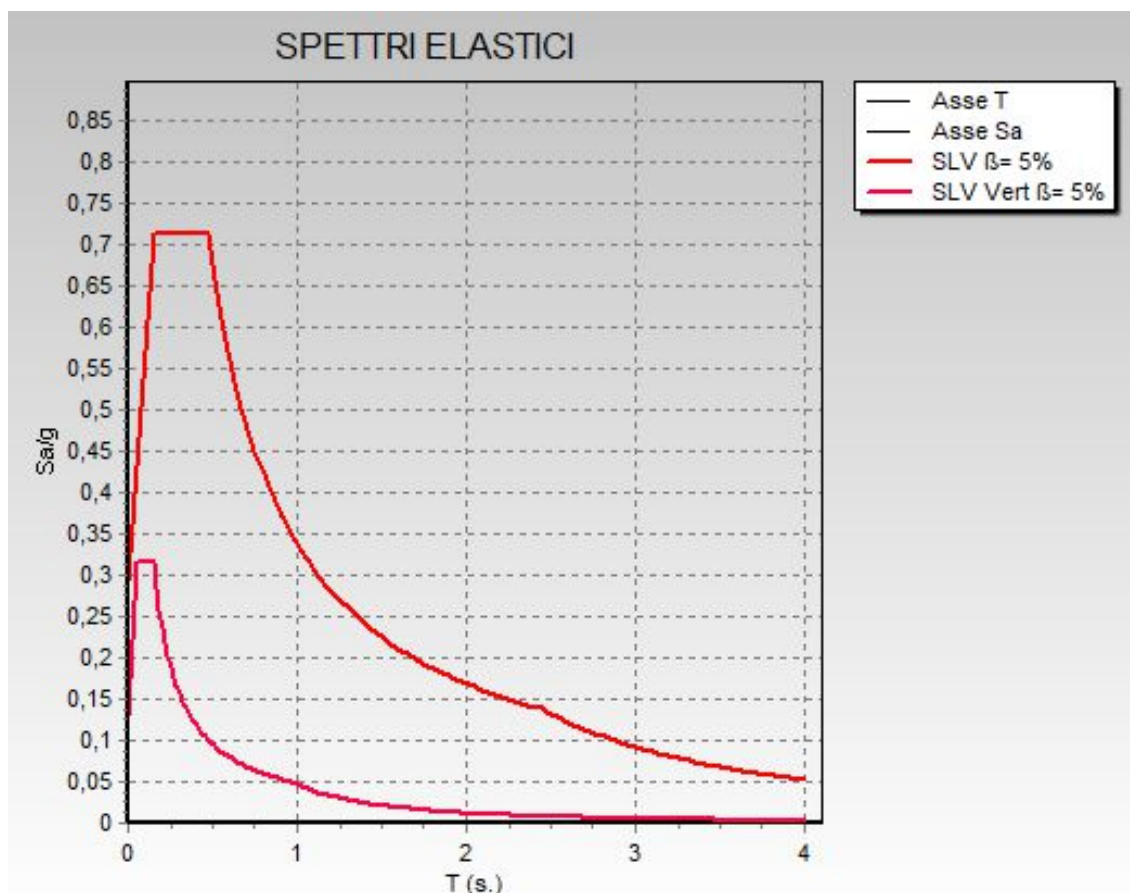


Figura 1-36. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

Il codice di calcolo utilizzato per l'analisi dell'impalcato è il software agli elementi finiti **CDSWin** versione 2020 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.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

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

F_x: azione assiale;

F_y azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

M_z momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

2 IMPOSTAZIONI GENERALI 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:

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

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.

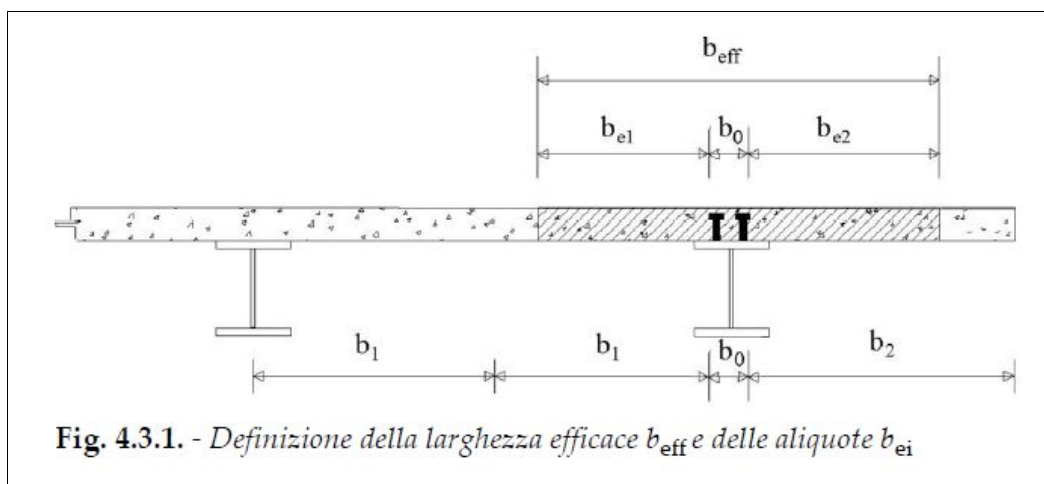


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

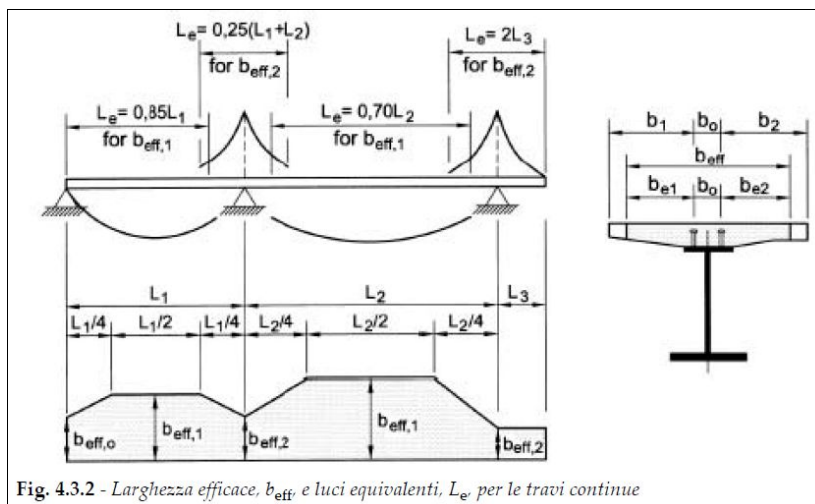


Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

A vantaggio di stabilità sono stati considerati due valori differenti di larghezza efficace, in modo tale da massimizzare le azioni e minimizzare le resistenze assunte alla base del calcolo.

Per la trave di progetto intermedia la larghezza efficace vale:

Trave intermedia			
i	mm	1800	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937,5	
b1	mm	900	semi interasse
b2	mm	900	semi interasse
be1	mm	700	
be2	mm	700	
$\beta 1$		1	
$\beta 2$		1	
b _{eff}	mm	1800	per travi intermedie

Per la trave di progetto di estremità la larghezza efficace vale:

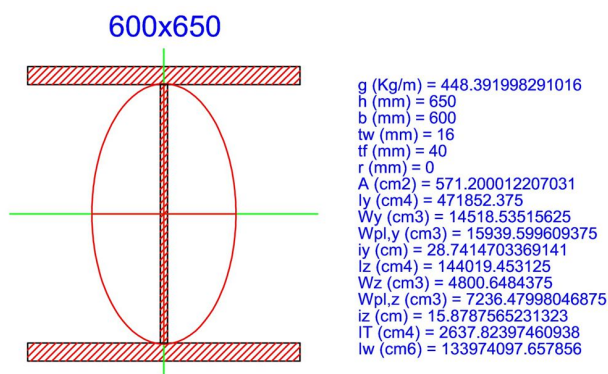
Trave di bordo			
i	mm	1800	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	15500	lunghezza campata
Le/8	mm	1937,5	
b1	mm	900	semi interasse
b2	mm	2400	semi interasse
be1	mm	700	
be2	mm	1937,5	
$\beta 1$		1	
$\beta 2$		0,75	
b _{eff}	mm	2553,125	per travi di bordo

2.1.6 Sezioni di verifica

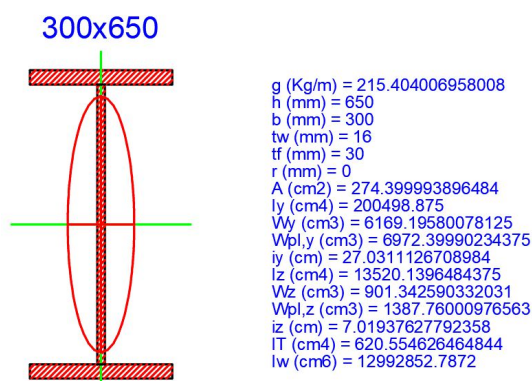
2.1.6.1 Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche

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

600x650		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm ²) 355	
		$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$			
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{292}{40 \times 0.81} = 8.97$	$0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		$0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1	
		Flessione Mz		Compressione	
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{570.0}{16 \times 0.81} = 43.79$	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		$42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4	
		Flessione My		Compressione	
		Classe 1		Classe 4	
		Aeff Comp.		Classe Presso-Flessione 1	

Trave trasversale saldata simmetrica

300x650		Acciaio S355 (Fe510)		fy (N/mm ²) 355	
		$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$			
A L A	$\frac{c}{t_f \epsilon} = \frac{142}{30 \times 0.81} = 5.82$	$0 < \frac{c}{t_f \epsilon} \leq 9$ Classe 1		$0 < \frac{c}{t_w \epsilon} \leq 9$ Classe 1	
		Flessione Mz		Compressione	
A N I M A	$\frac{d}{t_w \epsilon} = \frac{590.0}{16 \times 0.81} = 45.32$	$0 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq 72$ Classe 1		$42 < \frac{d}{t_w \epsilon} \leq \infty$ Classe 4	
		Flessione My		Compressione	
		Classe 1		Classe 4	
		Aeff Comp.		Classe Presso-Flessione 1	

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 forfaitariamente 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 nella 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:

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

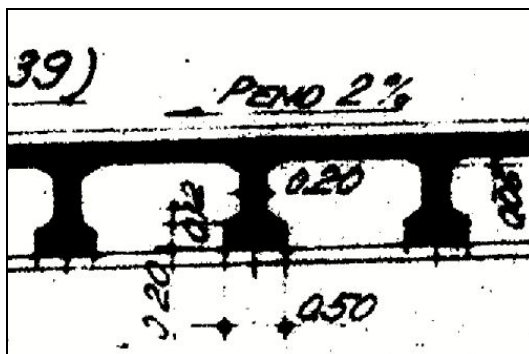
2.2.4 Larghezza di soletta collaborante

Per l'impalcato originario degli anni '60 si è considerata una larghezza di soletta pari all'interasse delle travi. 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 in c.a. dell'impalcato originario hanno la seguente sezione:



Le sezioni dell travi di primo ampliamento sono sezioni saldate simmetriche a completo ripristino.

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, trasversi 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 (pulsino, 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 combinaizoni 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 ineteressata (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 (secondo ampliamento)

Trave di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	4.80
Traversi di secondo ampliamento	acciaio	kN/m	2.47

Impalcato esistente di primo ampliamento

Trave di primo ampliamento	acciaio	kN/m	5.05
----------------------------	---------	------	------

Impalcato esistente anni '60

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	10.00
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	6.25

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 (secondo ampliamento)

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

Impalcato esistente di primo ampliamento

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

Impalcato esistente anni '60

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 sicurvia. I carichi permanenti derivanti dall'installazione della barriera FOA, qualora presente, sono trattati in un capitolo specifico.

New Jersey lato interno	c.a.	kN/m	6.20
Barriera metallica lato nord	acciaio	kN/m	1.50
Cordolo sotto barriera lato nord	c.a.	kN/mq	10.00

3.2.2.2 Cedimenti vincolari

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

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

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

essendo l_i la lunghezza della campata iesima.

$$\text{Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: } \delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{1550}{10000} = 0.155 \text{ cm}$$

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 2008]			
Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcu	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecu	Mpa	34077.15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	2553,125	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	638281	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
$\beta_{ds}(t-ts)$		0.98	

ε_{cd}	‰	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
$\varepsilon_{ca,\infty}$	‰	-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	247,5	distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e quello della sezione omogenizzata
N_{ed}	kN	-1496,4	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
M_{ed}	kNm	-370,4	

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

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

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	2100	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
A_c	mmq	525000	area sezione di calcestruzzo
h_0	mm	500	dimensione fittizia
f_{cm}	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
$t_{0,T}$	giorni	28	età del calcestruzzo alla messa in carico, in giorni, corretta in funzione della temperatura
α		1	con $\alpha=1$ $t=t_{0,T}$
t_0		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		1.5667	coefficiente nominale di viscosità
β_H		1359.70	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h_0
		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:

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

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

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
	$\Delta T_{M,\text{heat}} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,\text{cool}} (^{\circ}\text{C})$
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.

TRAVE DI PROGETTO

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^{\circ}C$	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	2553,125	2553,125
altezza soletta	h_c	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	638281,25	638281,25
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	3915,1	-4698,2
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	154,1	154,1
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	603,3	-724,0

• 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	10	5
- concrete beam	15	8
- concrete slab	15	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-clt, si traduce in una tenso-flessione (o presso-flessione) per l'intera sezione mista in fase 3.

TRAVE PRIMO AMPLIAMENTO 2004

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^{\circ}C$	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^{\circ}C$	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	1700	1700
altezza soletta	h _c	mm	250	250
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	425000	425000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	2606,9	-3128,3
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	198,1	198,1
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	516,4	-619,7

Per ponti di gruppo 3 (tipologia impalcato concrete beam), si hanno i seguenti valori riferiti alla struttura.

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

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

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

TRAVE ESISTENTE IN C.A.

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	$^{\circ}C$	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	E_c	Mpa	33346	33346
coefficiente di dilatazione termica	α	$1/^{\circ}C$	0,000012	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	6,00	-3,20
larghezza efficace soletta	b _{eff}	mm	1500	1500
altezza soletta	h _c	mm	200	200
area di soletta reagente	$A_c = h_c b_{eff}$	mmq	300000	300000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty} A_c$	kN	1800,7	-960,4
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	230	230
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} e$	kNm	414,2	-220,9

• Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Con riferimento a EN 1991-1-5 cap.6.1.5(1), la combinazione degli effetti uniformi con i lineari è effettuata nel seguente modo:

C1 (variazioni termiche lineari dominanti): $q_{tM} + 0.35 \times q_{tN}$

C2 (variazioni termiche uniformi dominanti): $0.75 \times q_{tM} + q_{tN}$

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
- c_a : 1,0
- Tempo di ritorno T_R : 50 anni
- c_r : 1,0
- v_r : 25,00 m/s
- q_r : 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:

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

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

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: $h_T = 0,65\text{m}$ e $d = 1,80\text{m}$ (condizione più gravosa)

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 2,77$ per cui il valore interpolato vale $\mu = 0,41$.

Nello specifico, essendo nell'impalcato in esame presente la FOA, i valori relativi a ponte carico e ponte scarico sono uguali.

Azione del vento su ponte

Sul bordo dell'impalcato è prevista una barriera FOA. Pertanto, sono state valutate le sollecitazioni che produce il vento sull'impalcato stesso assumendo come altezza totale quella della FOA sommata al pacchetto trave-soletta-cordolo.

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m ²]	Altezza trave +soletta +cordolo [m]	Risultante trave +soletta +cordolo [KN/m]	Risultante FOA [KN/m]	Forza totale [kN/m]	Altezza totale FOA [m]	Braccio della forza [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte carico=scarico	1.50	1.05	1.575	14.55	16.20	8,5	4.155	67,00

Il braccio della forza orizzontale H è calcolato rispetto al baricentro della sezione omogenea.

L'azione del vento genera sull'impalcato una forza orizzontale (applicata nel modello sulla trave di bordo sopravento 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.

A vantaggio di stabilità le forze verticali sono state ripartite esclusivamente sulle travi di progetto, producendo in tal modo sollecitazioni massimizzate:

PONTE CARICO=SCARICO					
ntrave	i	xi [m]	xi ² [m ²]	M [kNm]	Fi [kN]
1	1,8	1,8	3,24	67,00	18,61
2	1,8	0	0,00		0
3		-1,8	3,24		-18,61

3.2.3.3 Azione variabili da traffico

• Carichi mobili

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2018 cap. 5.1.3.3.5.

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.

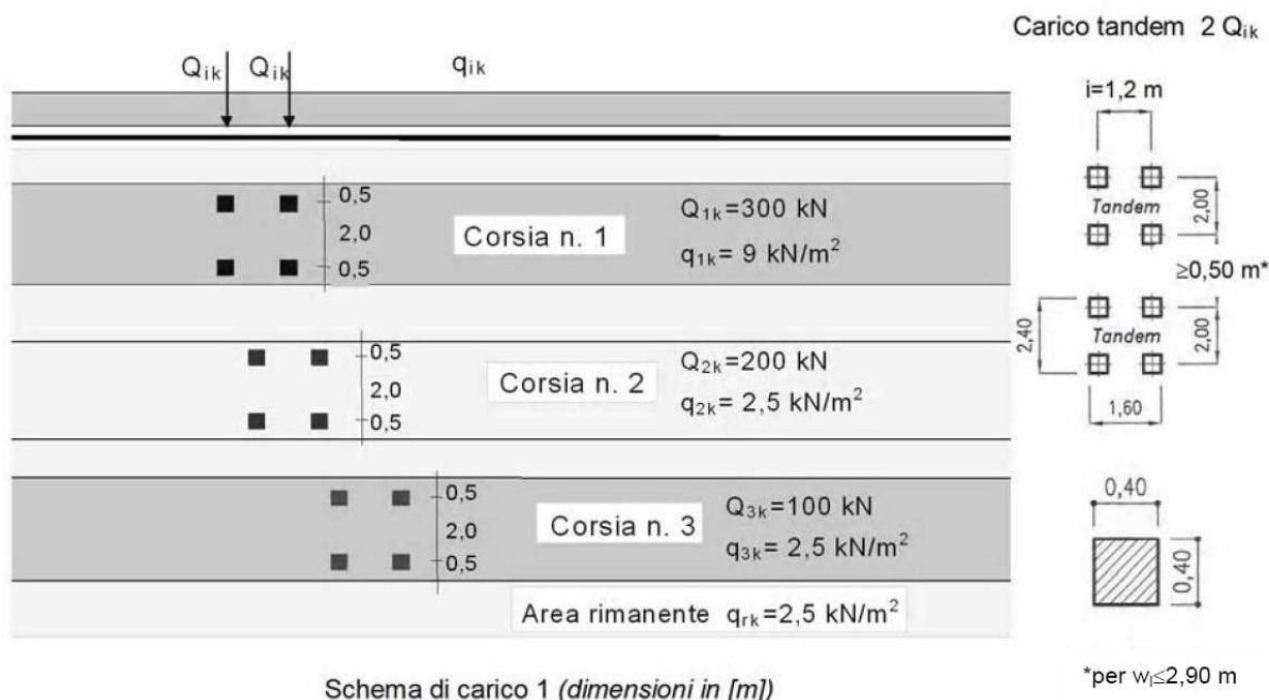


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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.

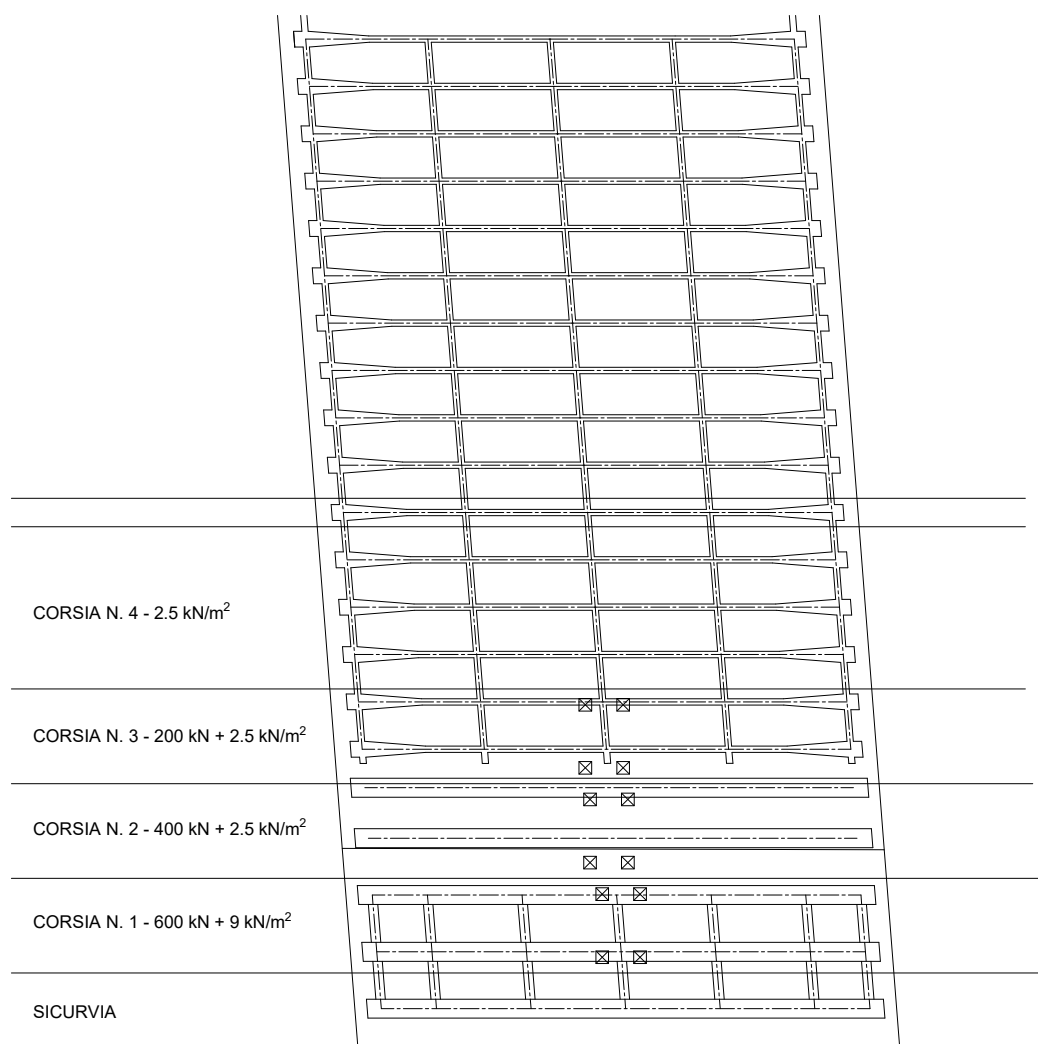


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento impalcato di progetto

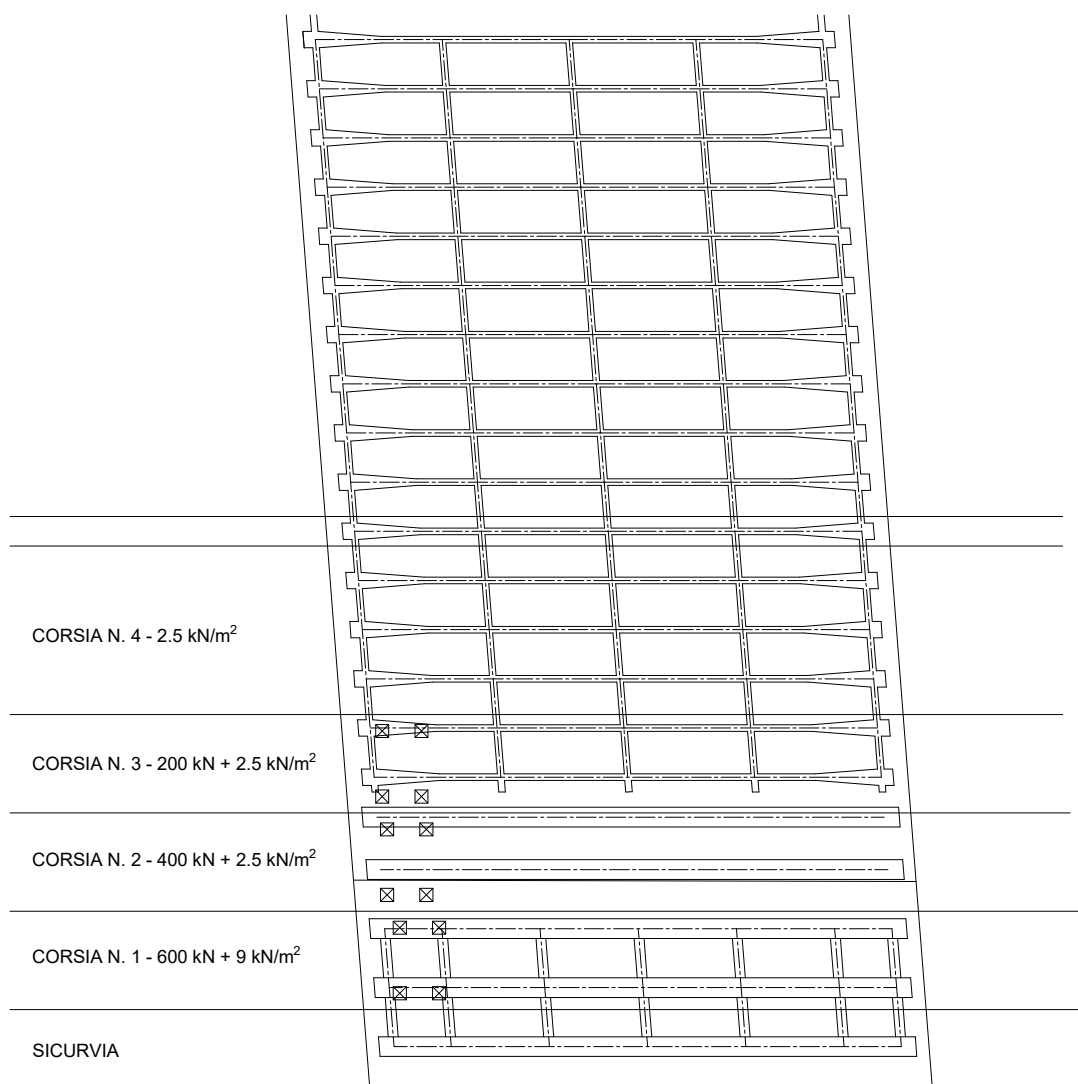


Figura 3-4. Disposizione carico tandem per massimo taglio impalcato di progetto

- 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	15,50
wl	m	3
q3	kN	401,90
n (travi su cui ripartire)	-	2
q3 su trave = $q_3/(n \cdot L)$	kN/m	13,00

L'azione di frenatura q_3 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 3-5. 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.

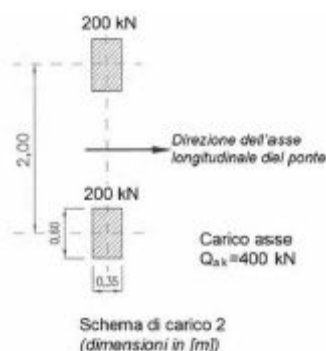


Figura 3-6. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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 $0.3q_{rk}$.

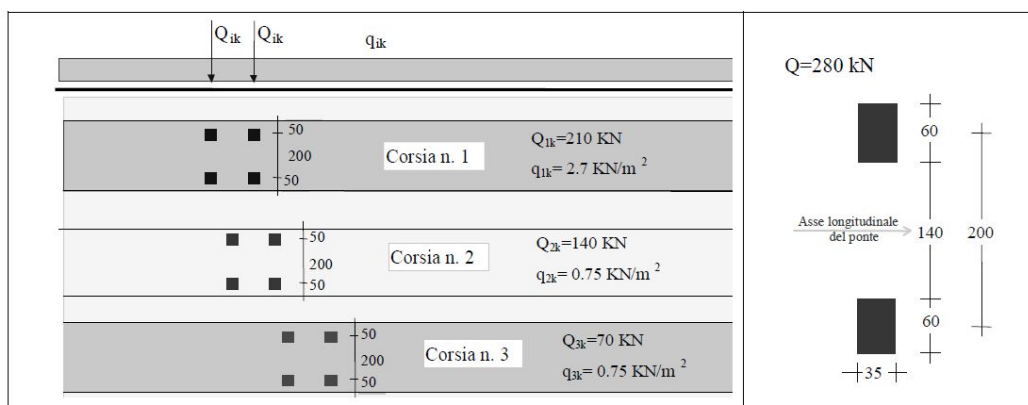


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Figura 3-7. 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 tagliante 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.

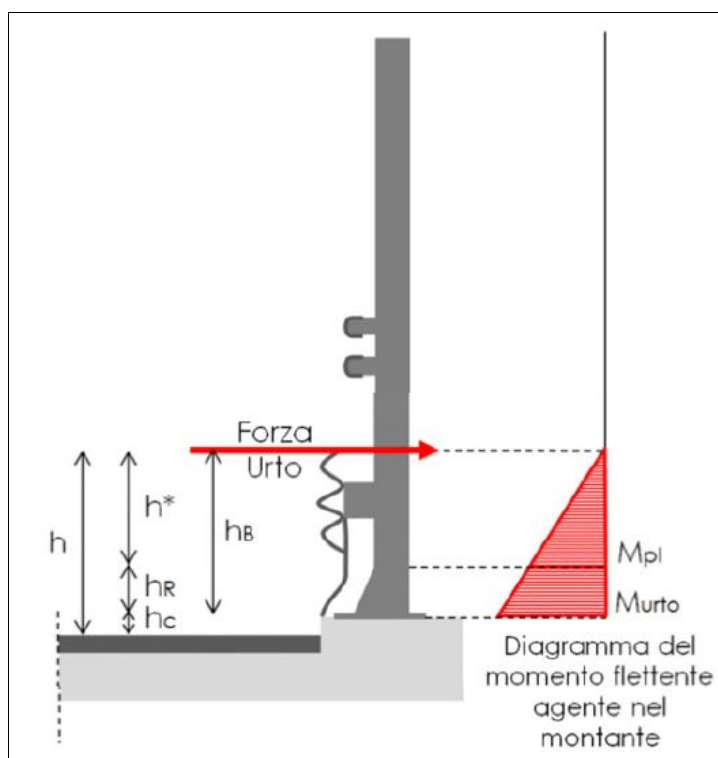


Figura 3-8. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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 3-9. Forze statiche equivalenti agli urti dei veicoli (Tabella 3.6.III delle NTC2018)

3.2.3.6 Resistenze parassite dei vincoli

Le 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.

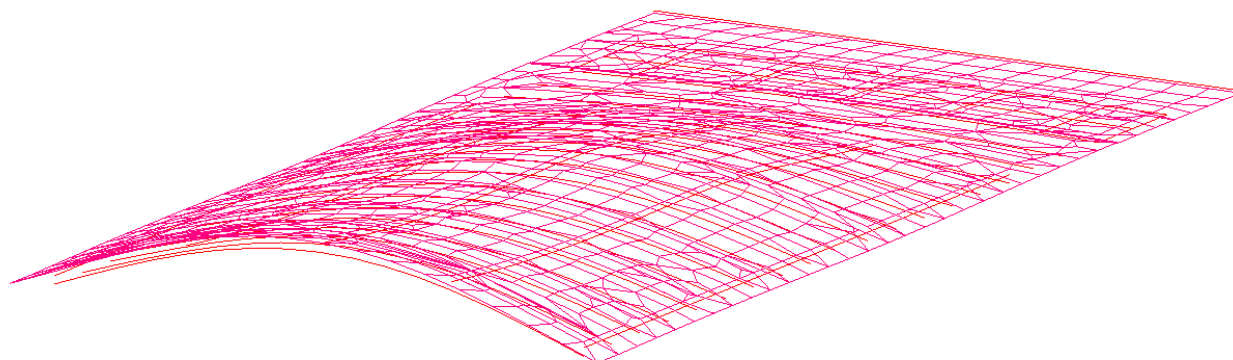


Figura 3-10. Esempio deformata per modo di vibrare verticale ($T=0.236s$)

3.2.3.8 FOA

Sul bordo dell'impalcato è prevista una barriera FOA tipo 5 alta 6,50+2,00m, che produce le seguenti sollecitazioni sul cordolo porta barriera:

FOA TIPO 5 - H=6.50+2.00m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		12,2				3,4
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		25,3				11,3
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-43,6	6,1				194,6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	41,4	-6,9				-191,8
5: Neve		1,9				2,1
6: Pressione dinamica veicolare	28,8	-4,8				-133,5
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

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 impalcato 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.

3.5 CARICHI SU BARRIERE FOA

Di seguito sono specificati i carichi agenti sulle barriere FOA.

FOA TIPO 5 - H=6.50+2.00m (sollecitazioni per montanti tratto CORRENTE)

	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1: Peso proprio strutturale		12,2				3,4
2: Peso proprio pannelli fonoassorbenti		25,3				11,3
3: Vento X+ (vento da ricettore verso fonte rumore)	-43,6	6,1				194,6
4: Vento X- (vento da fonte rumore verso ricettore)	41,4	-6,9				-191,8
5: Neve		1,9				2,1
6: Pressione dinamica veicolare	28,8	-4,8				-133,5
7: Pressione dinamica da rimozione neve	15,0					-22,5

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.

I due impalcati esistenti da cui è costituito l'intero corpo stradale risultano essere simmetrici, mentre i due ampliamenti laterali sono differenti. Essi infatti verranno realizzati mediante il posizionamento di un numero differente di travi principali:

LATO NORD

n. 3 travi principali con sbalzo di larghezza variabile avente massimo valore pari a circa 2.40m misurato rispetto all'asse della trave di bordo.

LATO SUD

n. 4 travi principali con sbalzo di larghezza variabile avente massimo valore pari a circa 1,50m misurato rispetto all'asse della trave di bordo.

Su entrambi gli ampliamenti è prevista una FOA avente le stesse caratteristiche.

Tra i due impalcati è presente un giunto longitudinale che li rende indipendenti. Per tale motivo si è proceduto alla modellazione di un solo impalcato, avente le caratteristiche (sbalzo e numero di travi) dell'impalcato NORD.

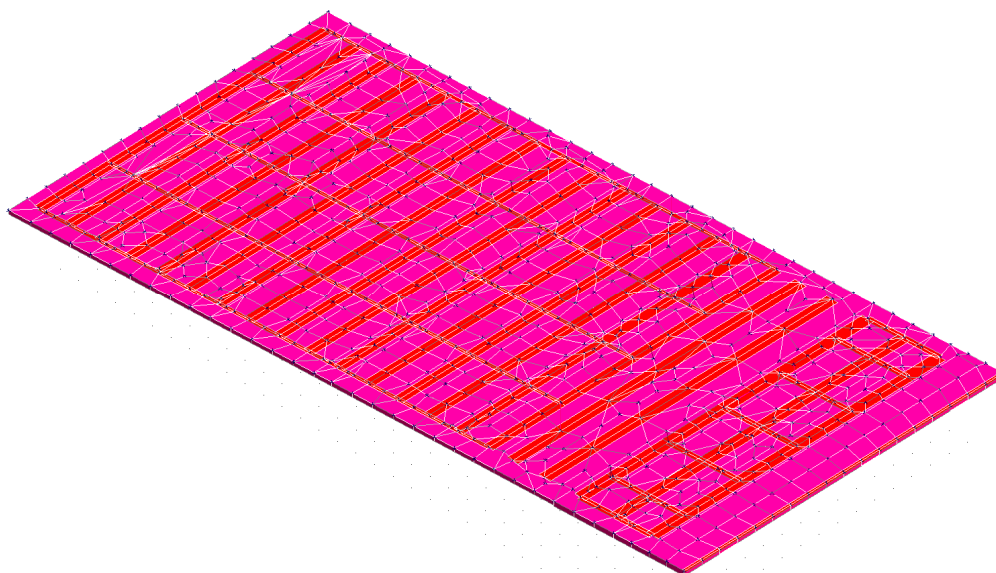


Figura 4-1. Modello FEM

4.1.1.2 Analisi del modello

I carichi esplicitati nel § 3. Sono stati inseriti nel modello attraverso elementi “pannello” (carico che trasferisce solo forze verticali) 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 § 2.4, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli inviluppi 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	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica lineare	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2
Vento Y+	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0
Vento Y-	0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9
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	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01	0
Tandem V	0	1,35	0	1,01	0	1,01	0	1,35	0	1,01
Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termica uniforme	0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2

0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9
0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0	1,5
0	0,9	0	0,9	0	1,5	0	0,9	0	0,9	0
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	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01
0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0	1,01	0
1,35	1,35	1,01	1,01	1,01	1,01	1,35	1,35	1,01	1,01	1,01
0,9	0,9	1,2	1,2	0,9	0,9	-0,9	-0,9	-1,2	-1,2	-0,9

FASE 3 SISMICA										
Proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Termica lineare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento Y+	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento Y-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Traffico distribuito	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem M	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Tandem V	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3
Sisma Y	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	1	1
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0,2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0,3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0,3	0,3	0,3	0,3

1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3

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.

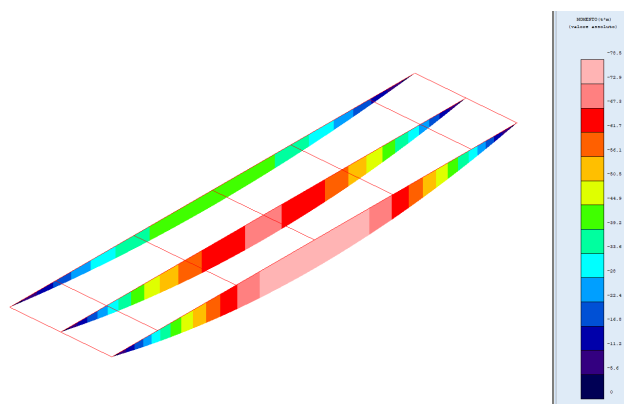


Figura 4-2. Involuppo Mx [tm]

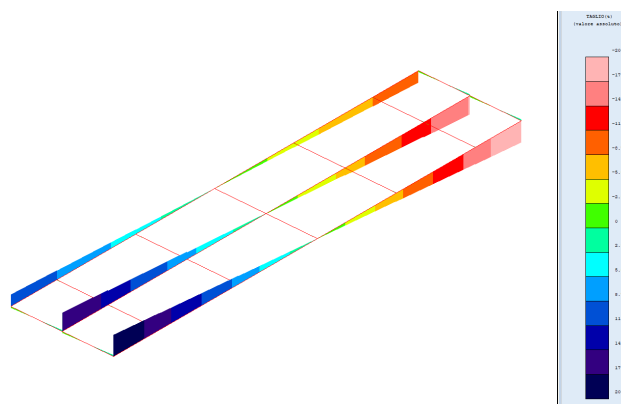


Figura 4-3. Involuppo Ty [t]

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:

Wy	f _{yk}	y _{m1}	E	G	I _z	It	I _w	L _{cr}
cm ³	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶	cm
14519	3550	1,05	2060000	824000	144019	2638	133974098	1550
α _{LT}	λ _{LT,0}	β	Ψ	kc				
-	-	-	-	-				
<u>0,49</u>	0,20	1,0	<u>1,75</u>	<u>0,94</u>				
M _{cr}	λ _{LT}	Φ _{LT}	f	X _{LT}	>>>	M _{brd}		
kgcm	-	-	-	-		kgcm		
63.447.518	0,901	1,078	0,971	0,617		30.295.140		Med
kNm						kNm		kNm
6344,75						3029,51	>	785,00

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.

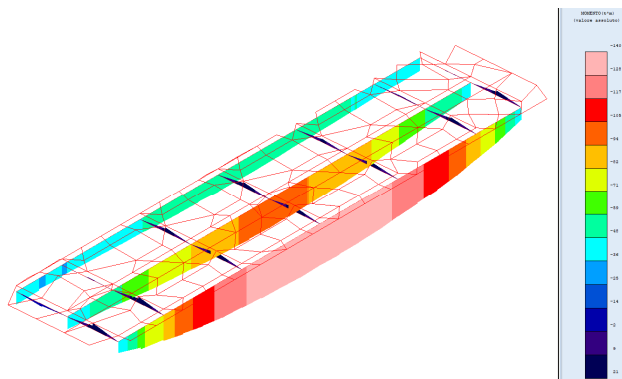


Figura 4-4. Involuppo M_x [t/m]

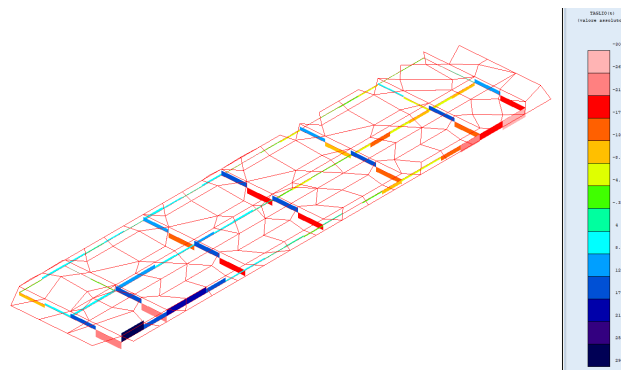


Figura 4-5. Involuppo T_y [t]

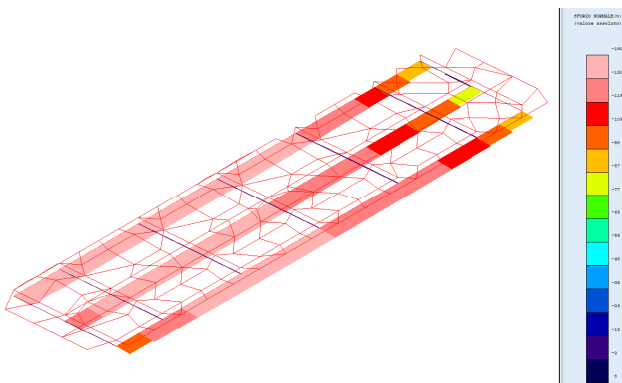


Figura 4-6. Involuppo N [t]

- 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:

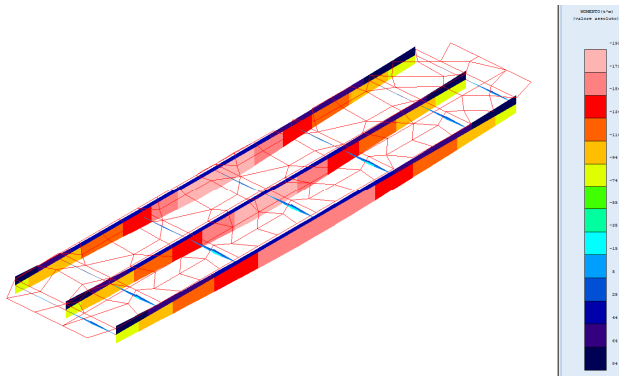


Figura 4-7. Involuppo M_x [tm]

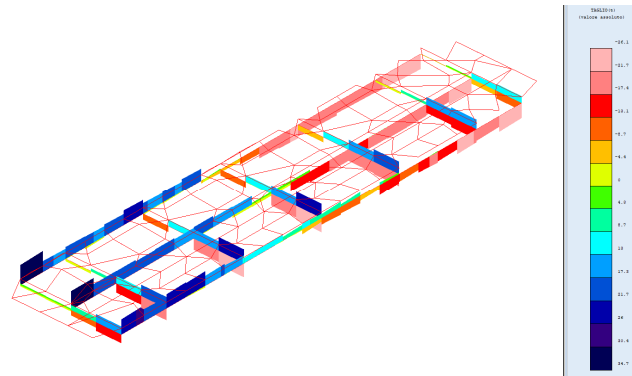


Figura 4-8. Involuppo T_y [t]

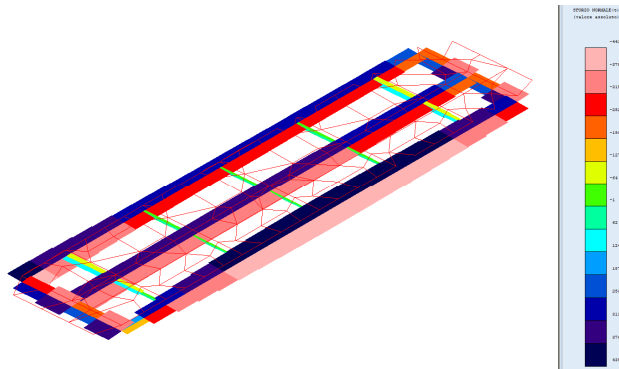
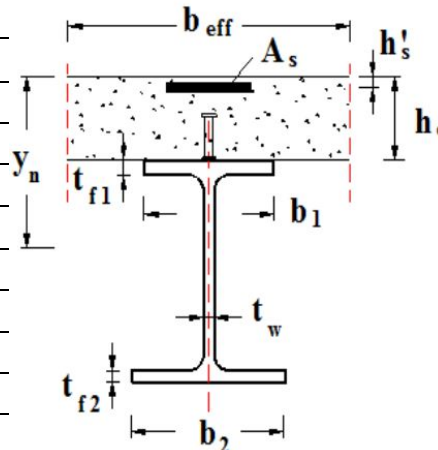


Figura 4-9. Involuppo N [t]

• **Verifica della trave principale**

Si verifica la trave principale a sezione mista che risulta più sollecitata.

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	34077,146	f _{yk}	Mpa	450	γ_{M2}		1,25
α_{cc}		0,85	f _{yd}	Mpa	391,3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35				f _{yk}	Mpa	355
fcm	Mpa	43				f _{ydw}	Mpa	338,10
fcd	Mpa	19,83						
Caratteristiche geometriche sezione mista								
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta					
b ₁	mm	600	h _c	mm	250			
b ₂	mm	600	b _{eff}	mm	1800			
t _{f1}	mm	40	h' _s	mm	40			
t _{f2}	mm	40	A _s	mmq	3048			
h	mm	650						
t _w	mm	16						
g	Kg/m	448.4						
A	cmq	571.2						
I _y	cm ⁴	471852						
W _{pl,y}	cm ⁴	15940						

Sollecitazioni nelle varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	785	202	0
2	1400	304	1400
3A	1930	347	4410
totale	4115	853	5810

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale pressoflessione		Tensione di calcolo
n	0	15,6	6,2			
yn [mm]	325	410,9	316,7			
Aid [cm ²]	571,2	13886,2	8230,4			
Iid [cm ⁴]	471852	918409	1180815			
σc [MPa]	0	-5,02	-13,71	-18,73	<	-19,83
σs [MPa]	0	-72,23	-78,42	-150,65	<	391,3
σas [MPa]	-54,1	-40,23	-44,12	-138,45	<	338,1
σai [MPa]	54,1	90,33	128,52	272,95	<	338,1

Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio			
Ved	kN	853	taglio sollecitante di calcolo
Vrd	kN	1780	taglio resistente di calcolo
Ved/Vrd		0.48	< 0,50 → non necessario calcolare res. 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. Non sono necessari irrigidimenti dell'anima.

d	mm	570	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		35,6	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		35,6 < 48,8	rapporto limite anima non irrigidita

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.

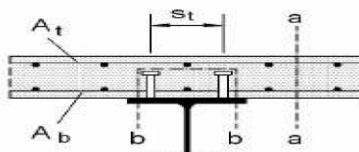
4.1.2.2 Progetto connettori

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 $V_a = A_a \cdot f_{ywd}$.

Vc	kN	14349	Massima compressione soletta
Va	kN	19312	Massima trazione trave
Vld	kN	14349	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	17	Lunghezza trave
Prd,a	kN	109,5	
Prd,c	kN	121,1	
Prd	kN	109,5	Resistenza singolo connettore
d	mm	22	Diametro connettore
n coppie		66	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	258	passo connettori massimo

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	853.00	
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	1693.00	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333	➤ Vsd
Vrd b-b	kN	1093	➤ Vsd

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	7	14	0
2	210	230	80
3	189	239	3720
totale	406	483	3800

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	3800000	Sforzo normale sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	406000000	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	1800	lunghezza libera di inflessione
fyk	Mpa	355	tensione caratteristica di snervamento
Wy	mmc	7639000	modulo di resistenza elastico
Wz	mmc	1201000	modulo di resistenza elastico
Iy	mm4	2482720000	momento di inerzia
Iz	mm4	180190000	momento di inerzia
Ncr y	N	1588187497	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	115266927	Sforzo normale critico euleriano
λ_y		0,09	
λ_z		0,32	
α_{y-y}		0,34	
α_{z-z}		0,49	
ϕ_{y-y}		0,48	
ϕ_{z-z}		0,58	
χ_{y-y}		1,0406	
χ_{z-z}		0,9392	
χ_{min}		0,9392	
Verifica		0,519	

TRAVERSO

Verifica a flessione e taglio

Ved	kN	483
Vrd	kN	1780
Ved/Vrd		0,271 < 0,50 → non necessario calcolare res. 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		35,6	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$		35,6 < 48,8	rapporto limite anima non irrigidita

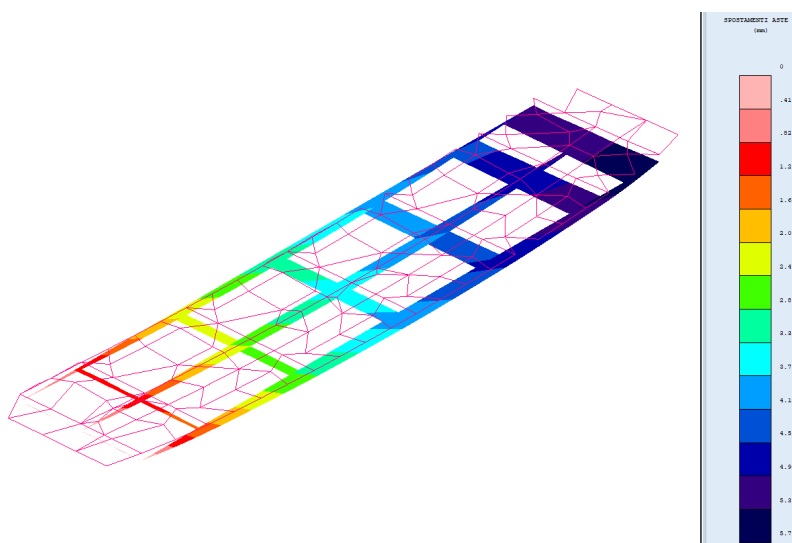
Poiché è soddisfatta la disuguaglianza $\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta} \varepsilon$, non è necessaria la verifica ad instabilità per taglio.

4.1.2.4 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	15500
ΔL	mm	5,58

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica (Smax=5,77mm) :



Le massime azioni in combinazione SLU trasmesse agli appoggi valgono:

Azione verticale	1484 kN
Azione longitudinale	1168 kN
Azione trasversale	396 kN

4.1.2.5 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:

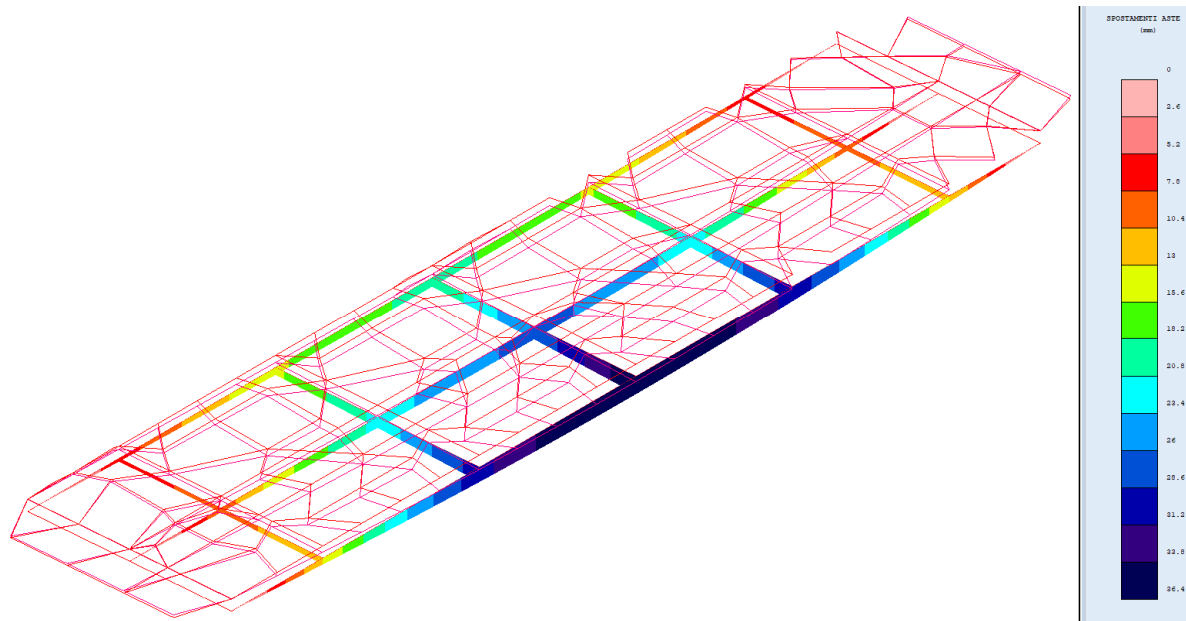


Figura 4-10. Deformazione δ_1 (carichi permanenti)

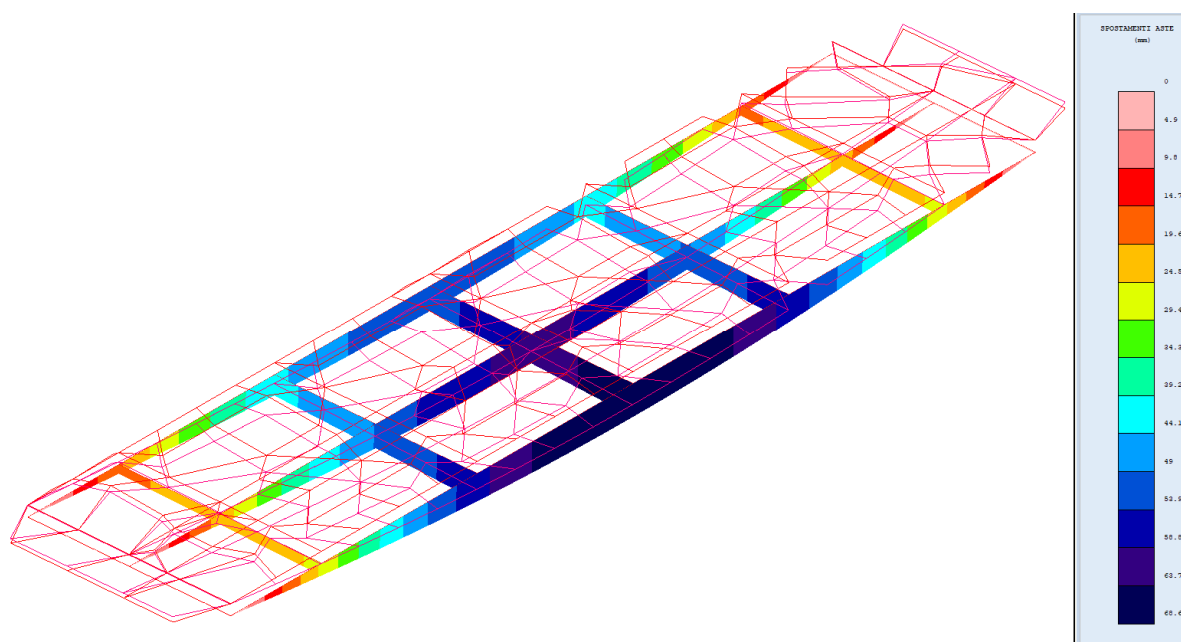


Figura 4-11. Deformazione totale $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ (carichi permanenti più variabili)

Verifica a deformazione:

Deformazione $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$	mm	68,6	
Deformazione δ_2	mm	$68,6 - 36,4 = 32,2$	$< L/300 = 51,7$ mm
Contromonta δ_c	mm	20,0	
Deformazione $\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$	mm	$68,6 - 20,0 = 48,2$	$< L/250 = 62,0$ mm

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.

I due impalcati da cui è costituito l'intero corpo stradale risultano essere non simmetrici, sia come numero di travi (sia esistenti che nuove) che come larghezza di ampliamento. Tra i due impalcati è presente un giunto longitudinale che li rende indipendenti. Per tale motivo si è proceduto alla modellazione dell'intero impalcato.

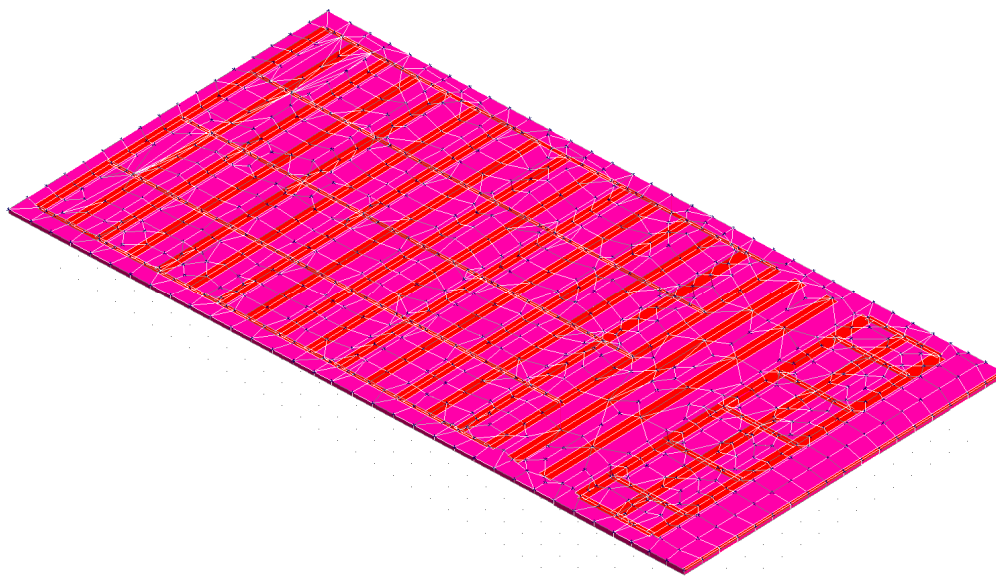


Figura 4-11 - Modello FEM

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:

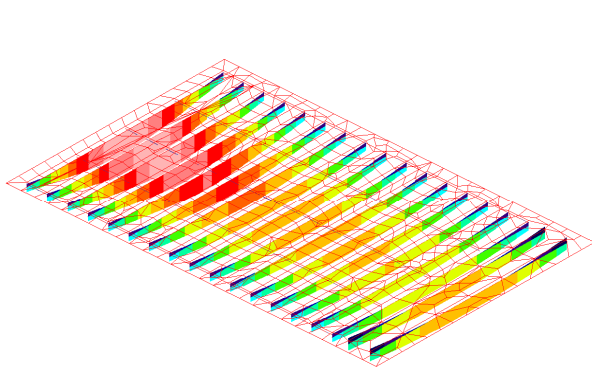


Figura 4-12 - Involuppo M_x [tm]

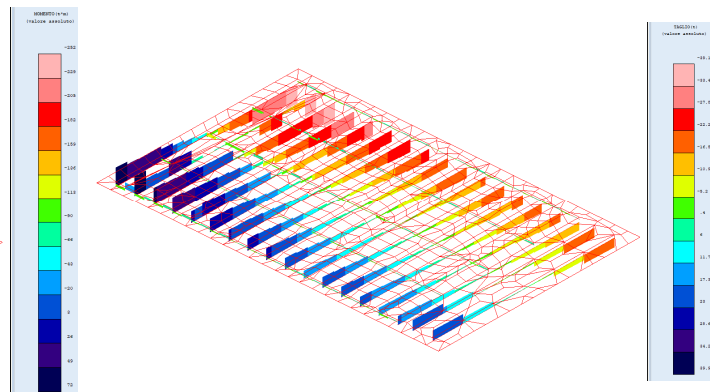


Figura 4-13 - Involuppo T_y [t]

- 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	500000
$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}$		5,7%
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	62,8

Caduta di tensione per deformazione elastica del calcestruzzo

$T =$	507,74	kN	tiro iniziale del cavo equivalente
$A_{trefoli} =$	4,62	cmq	area trefoli
$A_{trave} =$	3210,00	cmq	area trave c.a.p.
$JG_{trave} =$	5,369E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
$e_{trefoli} =$	80	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
$k =$	4,83		$(1 + e^2 / JG_{trave} \times A_{trave})$
$n =$	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$\Delta\sigma_p =$	43,97	MPa	caduta di tensione per deformazione elastica

Cadute di tensione per ritiro (NTC2018 §11.2.10.6)

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

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

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

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

$A_c =$	3210	cmq	area trave
$u =$	190	cm	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	33,8	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$k_h =$	1		
$UR =$	80	%	umidità relativa
$\varepsilon_{c0} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{cd,inf} =$	0,00024		deformazione da ritiro per essiccamento a tempo inf.
f_{ck}	22,53	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
$\Delta\sigma_p =$	55,62	MPa	caduta di tensione per ritiro

Caduta di tensione per fenomeni viscosi (NTC2018 §11.2.10.7)

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
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

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
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

$A_c =$	3210	cmq	area trave
$u =$	190	cmq	perimetro esposto all'aria
$h_0 =$	33,8	cm	dimensione fittiza $h_0 = 2A_c / u$
$UR =$	75	%	
$t_0 =$	30	giorni	
$\phi(\text{inf}, t_0) =$	2,3		coeff. di viscosità
$n =$	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
$\sigma_{c,el} =$	8	Mpa	tensione del cls a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma_p =$	110,4	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità $= \phi \times n \times \sigma_{c,el}$

Cadute di tensione totali

Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	43,97	MPa
Ritiro	55,62	MPa
Viscosità	110,4	MPa
Cadute totali	272,78	MPa

Rapporto cadute/tiro iniziale 24,80%

Il rapporto di cadute di tensione su tiro iniziale risulta prossimo al valore indicato nella relazione originaria di calcolo pari al 20%.

- **Verifica della trave in c.a.p.**

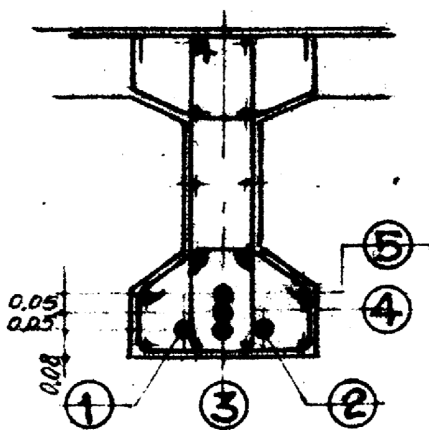
Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che le travi in c.a.p. dell'impalcato originario relativamente alla carreggiata lato nord, sono state oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due strisce di fibre unidirezionali di carbonio A.R. 400 gr/m² largo 0.40 m posti longitudinalmente e di strisce di fibra unidirezionale di carbonio A.R. 300 gr/m² largo 0.500 m poste trasversalmente

A vantaggio di sicurezza le verifiche delle sezioni esistenti vengono condotte escludendo il contributo relativo al rinforzo.

Verifica a Flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a $M=2520$ kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzeria dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 5 cavi costituiti da 12 ϕ 7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4 ϕ 18.



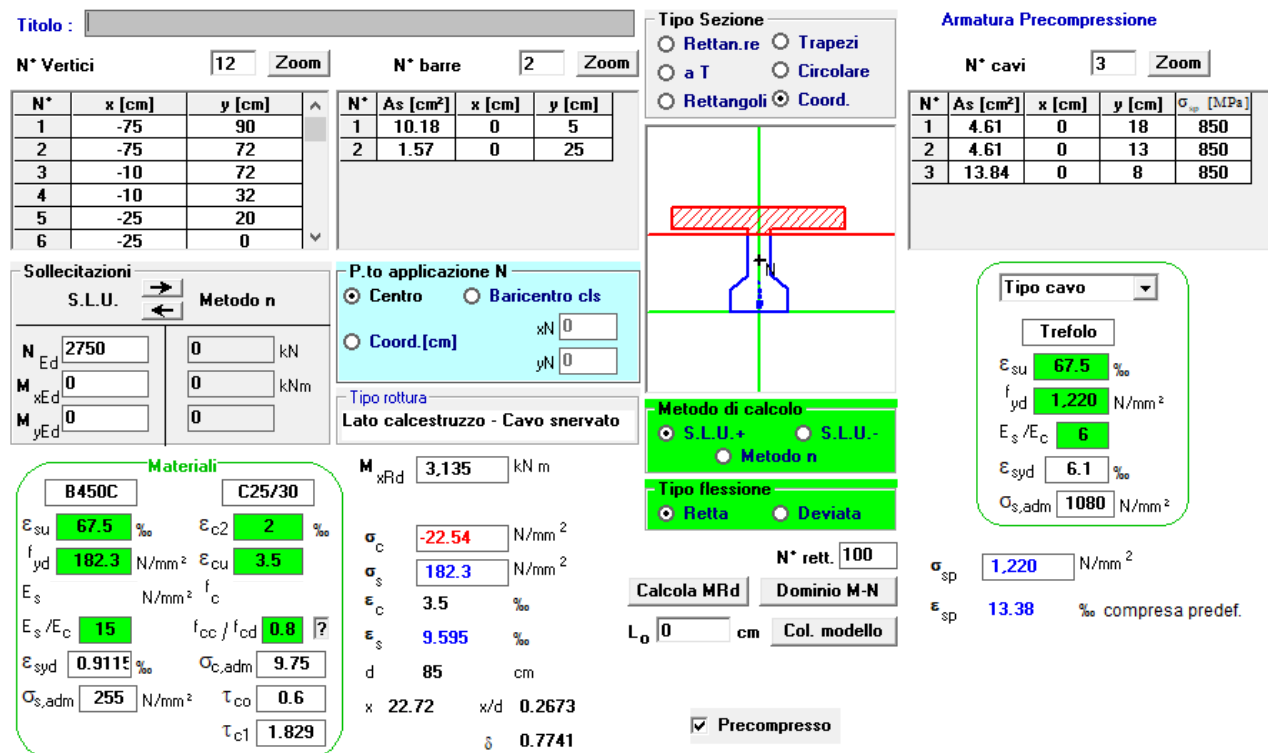


Figura 4-14 Momento resistente in campata

Il massimo momento resistente è pari a $M=3135 \text{ kNm}$, 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 $\Phi 18/25$ cm disposte nell'anima:

DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
20	90	4

DATI MATERIALE

fcd [MPa]	fyd [MPa]
22.53	182.32

DATI ARMATURA A TAGLIO

A_{sw} [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
4.02	2	90	25

cotθ [°]	V_rcd [t]	V_rsd [t]		
2,5	61.61	56.75	→	V_rd [t]

56.75

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 567,5 kN, superiore al taglio di calcolo pari a $V_{ed}=399$ kN. La verifica è soddisfatta.

• Verifica della traverso in c.a.

Dall'esame della documentazione fotografica e del progetto relativo all'ampliamento 2004, si rileva che i traversi in c.a. dell'impalcato originario reltivamente alla carreggiate lato nord, sono stati oggetto di rinforzo strutturale realizzato con la sovrapposizione di due lamelle in fibra di carbonio larghezza/spessore 100/1.2 poste longitudinalmente per il rinforzo a flessione e di uno strato di fascia trasversale di fibra di carbonio $L=1.60$ m per il rinforzo a taglio

A vantaggio di sicurezza le verifiche delle sezioni esistenti vengono condotte escludendo il contributo relativo al rinforzo.

Verifica a Flessione

Si verifica il traverso che risulta più sollecitato. Il momento massimo è pari a $M_{ed}=275,1$ kNm.

Titolo :

N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	70

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.08	4
2	2.26	35
3	4.02	66

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

Armatura Precompressione
N° strati cavi **Zoom**

N°	As [cm²]	d [cm]	σ_{sp} [M Pa]
1	4.62	30	850
2	4.62	50	850

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

N	E_d	0	kN
M	E_d	0	kNm
M	E_d	0	

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo elastico

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 240.35 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 13.88 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.202 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6 N/mm²
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

M xR_d 275.1 kNm
 σ_c -13.88 N/mm²
 σ_s 240.4 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 2.668 ‰
d 66 cm
x 37.45 cm x/d 0.5674
 δ 1

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n
Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

Tipo cavo

 ϵ_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1220 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6.1 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²

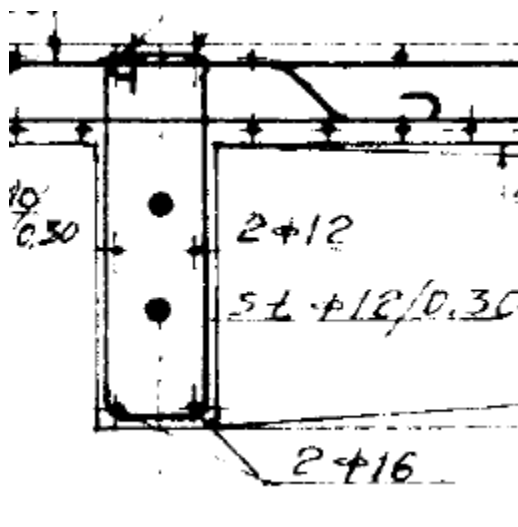
Calcola MRd **Dominio M-N**
N° rett. 100
Col. modello
L₀ 0 cm
☒ Precompresso

σ_{sp} 1.085 N/mm²
 ϵ_{sp} 5.423 ‰ compressa pref.

Il massimo momento resistente è pari a $M_{rd}=65$ 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 $\Phi 14/40$ cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio.



DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
20	70	4

DATI MATERIALE

f_{cd} [MPa]	f_{yd} [MPa]
13.88	240.35

DATI ARMATURA A TAGLIO

A_{sw} [cm ²]	n	α [°]	s [cm]
2.26	2	90	30

$\cot\theta$ [°]	V_{rzd} [t]	V_{rsd} [t]	V_{rd} [t]
2,5	29.9	26.9	→ 26.9

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 269 kN, superiore al taglio di calcolo pari a $V_{ed}=126$ kN. La verifica è soddisfatta.

4.2.2.2 Verifica impalcato ampliamento 2004

Le caratteristiche geometriche delle travi di ampliamento 2004 coincidono con quelle delle travi di nuova realizzazione.

Si riporta di seguito il confronto tra i parametri meccanici di calcolo. Per gli elementi strutturali di ampliamento 2004, i valori sono desunti dalle indagini sperimentali (vedi cap.1.4.2.5).

	RISULTANZE INDAGINI SUI MATERIALI AMPLIAMENTO 2004		CARATTERISTICHE MECCANICHE NUOVO AMPLIAMENTO	
TRAVE	F_{yd}	361,94	F_{yd}	338,09
TRAVERSO	F_{yd}	516,15	F_{yd}	338,09

Considerato che le caratteristiche dei materiali dell'ampliamento 2004 risultano maggiori di quelle dei materiali di nuova realizzazione, e che le dimensione geometriche della trave (600x650) di primo ampliamento risulta analoga all'ampliamento in progetto, si omette le verifica dell'esistente 2004.

5 ANALISI SPALLE

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

Le spalle del viadotto esistenti (appartenenti al blocco “ORIGINARIO” e all’ “AMPLIAMENTO 1”) 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 SUD direzione Bologna che possiede una maggior estensione del paramento rispetto alle altre spalle.

Si fa presente che, a favore di sicurezza, si è considerata la massima altezza riscontrata tra tutte le spalle.

5.3 CRITERI DI MODELLAZIONE

L’analisi strutturale della spalla e del muro d’ala ad essa monolitico, ma di sviluppo maggiore rispetto a quello del paramento della spalla, viene condotta come segue:

- il paramento della spalla viene schematizzato mediante uno schema statico di mensola incastrata alla base considerando, in condizioni sismiche, il contributo del terreno in termini inerziali per i soli primi 2m di retrozattera;
- il paramento del muro d’ala viene schematizzato mediante uno schema statico di mensola incastrata alla base considerando, in condizioni sismiche, il contributo del terreno in termini inerziali per i soli primi 2m di retrozattera;
- il calcolo dei carichi agenti in fondazione è condotto considerando una doppia analisi dei carichi combinata con segno ovvero un modello tridimensionale (non conteggiando gli effetti torcenti), i carichi così ottenuti vengono poi applicati ad un modello tridimensionale della palificata di fondazione sviluppato con il programma di calcolo GROUP (vedere relazione geotecnica).

5.3.1 Geometria di verifica spalla

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

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		INDIRETTA	
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		6.60	[m]	Larghezza zattera	
L2		8.60	[m]	Larghezza paramento	
L3		3.09	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		1.09	[m]	Sbalzo zattera	
B		12.00	[m]	Lunghezza zattera	
b1		10.10	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.90	[m]	Spessore del paramento	
b3		0.00	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		1.90	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.30	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.70	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H _{TOT}		7.64	[m]	Altezza totale	
H1		1.20	[m]	Spessore zattera	
H2		4.85	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.00	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.59	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.30	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		6.44	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.00	[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}		33.35	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		8.60	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		15.50	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		4		Numero travi principali	
i _T		1.80	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.06	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		5.40	[m]	Lunghezza trasversi	
n _{tr}		7		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}		0.24	[m]	spessore pavimentazione medio	
H _{cord_sic}		0.39	[m]	altezza massima cordolo sicurvia	
B _{cord_sic}		0.70	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H _{cord_FOA}		0.39	[m]	altezza massima cordolo FOA	
B _{cord_FOA}		2.20	[m]	larghezza cordolo FOA	
H _{FOA}		6.50	[m]	altezza FOA	
sb _{FOA}		2.00	[m]	aggetto FOA	

Figura 5-1. Spalle - Dimensioni geometriche

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

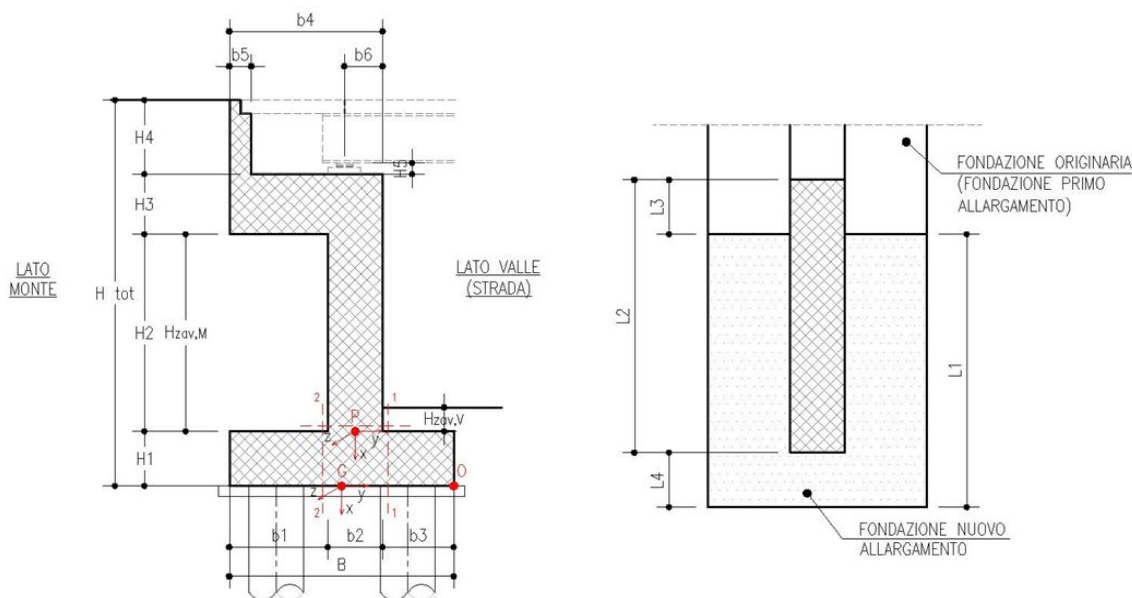


Figura 5-2. Sistema di riferimento

Caratteristiche dei materiali				
Fondazione				
Calcestruzzo		C28/35		
R_{ck}		35	[N/mm ²]	
f_{ck}		28	[N/mm ²]	
Copriferro		40	[mm]	
Classe di esposizione		XC2		
Paramento				
Calcestruzzo		C32/40		
R_{ck}		40	[N/mm ²]	
f_{ck}		32	[N/mm ²]	
Copriferro		35	[mm]	
Classe di esposizione		XF2		
Acciaio				
f_{yk}		B450C 450	[N/mm ²]	
Pesi specifici				
γ_{cls}		25	[kN/m ³]	
γ_{steel}		78.5	[kN/m ³]	
γ_{pav}		22	[kN/m ³]	
Sovraccarico accidentale da traffico				
q		20	[kN/m2]	
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)				
$\gamma_{terreno}$		20	[kN/m ³]	
ϕ		38	[°]	
c'		0	[kPa]	

CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:			Opera 69T			
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	0.211	0.307	2.432
Categoria di sottosuolo:	C					
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	1.39	1.00	0.294	2.882
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00			
Coefficiente sismico orizzontale		k _h	0.294			
Coefficiente sismico orizzontale		k _v	0.147			
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	19.00	0.33				
φ - M1	35.00	0.61				
k _{AE} - M1	0.52					
Sisma diretto verso il basso: + kv						
	[°]	[rad]				
θ	0.00	0.00				
δ	0.00	0.00				
β	0.00	0.00				
ψ	14.37	0.25				
φ - M1	35.00	0.61				
k _{AE} - M1	0.44					

5.3.2 Analisi strutturale del paramento della spalla

5.3.2.1 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 <u>PARAMENTO</u>		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-5.15	0.25	74	0	-19
Cordolo	-5.15	0.25	25	0	-6
FOA	-5.15	0.25	11	0	-3
Guardrail	-5.15	0.25	1	0	0
Pavimentazione	-5.15	0.25	27	0	-7
Vento	-5.15	0.25	2	0	0
Neve	-5.15	0.25	0	0	0
Tandem 1	-5.15	0.25	127	0	-32
Tandem 2	-5.15	0.25	1	0	0
Distribuito	-5.15	0.25	30	0	-8
Frenatura	-5.15	0.25	0	12	-62
Resistenza passiva dei vincoli	-5.15	0.25	0	7	-36
Sisma dir. orizz.	-5.15	0.25	0	93	-478
Sisma dir. vert.	-5.15	0.25	25	0	-6

Figura 5-3. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'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	-2.43	0.00	230.38	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-4.85	0.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-5.65	-0.80	11.93	0.00	9.54
TOTALE			242	0	10

(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

Comb.	k0	x _p [m]	y _p [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
M1	0.43	-2.15	0.00	0	177	-380

(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)	-3.22	0.00	0	55	-177

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

	k_h	0.294
	k_v	0.147

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	-2.43	0.00	-33.83	67.67	-164.10
Cordolo in c.a.	-4.85	0.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia	-5.65	-0.80	-1.75	3.50	-21.17
Zavorra a tergo	-3.22	-6.00	0.00	66.87	-215.31
TOTALE			-36	138	-401

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.	-2.43	0.00	33.83	67.67	-164.10
Trave in c.a.	-4.85	0.00	0.00	0.00	0.00
Paraghiaia in c.a.	-5.65	-0.80	1.75	3.50	-18.37
Zavorra a tergo	-3.22	-6.00	0.00	66.87	-215.31
TOTALE			36	138	-398

(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	0.52	112.39	184.22	72	-3.22	-231

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	0.44	112.39	209.17	97	-3.22	-312

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

5.3.2.2 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 5-5. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	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
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	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
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	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
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	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
C7	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
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	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	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1		
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18		
C1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8		
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
C3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C4a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
C4b	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
C4c	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20		
C4d	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20		
C4e	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00		
C5	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20		
C6	0.00	0.00	1.00	1.00	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		
C8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
CS1 (-kv)	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		
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		
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Figura 5-6. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento spalla

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	139	0	-35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	242	0	10	0	0	0	0	177	-380	0	0	0
Totale	382	0	-25	0	0	0	0	177	-380	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	127	0	-32	1	0	0	30	0	-8
Sottostruttura	0	55	-177	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	55	-177	127	0	-32	1	0	0	30	0	-8
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	12	-62	0	7	-36	0	0	0	2	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-62	0	7	-36	0	0	0	2	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	-25	93	-472	25	93	-485	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-36	138	-401	36	138	-398	0	72	-231	0	97	-312
Totale	-61	231	-873	61	231	-882	0	72	-231	0	97	-312

Figura 5-7. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.3.2.3 Sollecitazioni risultanti

Azioni di calcolo										
DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N _{Ed}	515	728	660	532	382	594	527	399	474	352
V _{Ed}	322	322	339	339	322	322	339	339	522	498
M _{Ed}	-834	-887	-954	-922	-825	-878	-945	-913	-1678	-1588
Azioni di calcolo										
DESCRIZIONE	Rara				frequente		quasi permanente			
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1		
COMBINAZIONE	11	12	13	14	15	16	17	18		
N _{Ed}	382	539	489	394	382	489	382	413	[kN/m]	
V _{Ed}	239	239	251	251	225	225	195	195	[kN/m]	
M _{Ed}	-618	-657	-707	-683	-573	-600	-476	-484	[kNm/m]	

Azioni di calcolo massime per le verifiche				
	SLU/SLV	SLE_RARA	SLE_FREQ	SLE_QP
N _{Ed}	352	382	382	382
V _{Ed}	522	251	225	195
M _{Ed}	-1678	-707	-600	-484

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

5.3.2.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato controterra: 1Ø20/10cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura orizzontale – lato controterra: 1Ø24/20cm
- Armatura orizzontale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio : spilli 1Ø12/40x40cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T Verifica Flessione Paramento

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

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	190

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	31.42	183.1

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 352 0 kN
M_{xEd} 1678 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

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

M_{xRd} 2 519 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.42 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 183.1 cm
x 8.831 x/d 0.04823
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

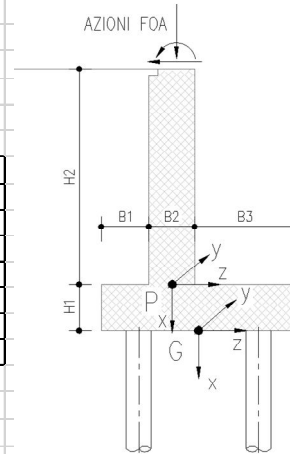
Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.1 - Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	32
f_{cd} [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ctk} [MPa] =	2.12			
f_{ctd} [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)		
Condizione di verifica				
H [mm] =	1900	Altezza della sezione		
c _{min} [mm] =	35	Ricoprimento minimo		
ϕ_{staffe} [mm] =	20	Diametro staffe		
ϕ_{long} [mm] =	20	Diametro barre longitudinali		
n_barre_long	10	Numero barre longitudinali		
d [mm] =	1835	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
k =	1.33	$= 1 + (200/d)^{0.5}$ con ≤ 2		
A_{sl} [mmq] =	3141.59	Area armatura longitudinale in trazione		
ρ_l =	0.0017	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
v_{min} =	0.3037	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
A_c [mmq] =	1900000	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] =	3.63	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] =	516.34	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	557.35	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
V_{Rd} [kN] =	557.35	Resistenza di progetto		
V_{Sdu} [kN] =	522.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.3.3 Analisi strutturale del paramento del muro d'ala

5.3.3.1 Analisi dei carichi

Caratteristiche geometriche								
B [m]	B1 [m] (lato strada)	B2 [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]	H _{zav} [m] lato strada	H _{zav} [m] lato valle
6.00	4.15	1.00	0.85	7.64	1.20	6.44	6.44	2.45
Caratteristiche terreno								
Parametro	spingente							
γ [kN/m³]	20							
φ [°]	35							
Azioni delle FOA - Barriera antifonica H =6.5m + 2.00m di aggetto - condizioni corrente								
Descrizione	R _x [kN/m]		R _z [kN/m]		M _y [kNm/m]			
p.p. strut. + p.p. pannelli	12.50		0.00		4.90			
Pressione dinamica veicolare	-1.60		-9.60		-44.50			
Vento	-2.30		-13.80		-63.93			
Neve	0.63		0.00		0.70			
Sisma +	1.83		-3.67		-15.58			
Sisma -	-1.83		-3.67		-15.58			
Urto	0.00		0.00		0.00			
Se urto su sicurvia o muro redirettivo:					R _z [kN/m]		0	
					H _{URTO} [m]		1.25	
(C1): Pesì propri - strutturali e non								
Descrizione	γ [kN/m3]	R _x [kN/m]	x _p [m]	z _p [m]	M _y [kNm/m]			
Paramento c.a.	25	161.00	-3.22	0.00	0.00			
FOA		12.50	-6.44	0.00	4.90			
Totale		174			5			
(C3): Spinta delle terre - riposo		H _{SPINTA} [m]		6.44				
Comb.	γ [kN/m³]	φ [°]	k ₀	R _z [kN/m]	x _p [m]	M _y [kNm/m]		
M1	20	35	0.43	176.85	-2.15	379.64		
(C4): Sovraccarico accidentale		q [kN/m²]		20				
Componente orizzontale - a riposo								
Comb.	R _z [kN/m]	x _p [m]	M _y [kNm/m]					
M1	54.92	-3.22	176.85					
Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare								
Descrizione	R _x [kN/m]	R _z [kN/m]	x _p [m]	z _p [m]	M _y [kNm/m]			
FOA	-1.60	9.60	-6.44	0.00	106.32			
(C7): Azione della neve								
R _x [kN/m]	z _p [m]	M _y [kNm/m]						
0.63	0.00	-0.70						
(C8): Azione del vento		p _{VENTO} [kN/m²]		0.00				
Descrizione	R _x [kN/m]	R _z [kN/m]	x _p [m]	z _p [m]	M _y [kNm/m]			
FOA	-2.30	13.80	-6.44	0.00	152.81			
Muro redirettivo	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
Totale	-2	14			153			
(C9): Urto veicolo in svio								
H _k [kN]	H _{URTO} [m]	B _{diff} [m]	R _z [kN/m]	x _p [m]	M _y [kNm/m]			
0	1.25	10.00	0.00	-7.69	0.00			



(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non				k_h	0.293		
				k_v	0.147		
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Descrizione		R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	x_p [m]	z_p [m]	M_y [kNm/m]	
Paramento c.a.		-23.61	47.22	-3.22	0.00	152.05	
Zavorra lato strada		0.00	156.77	-3.22	0.93	504.80	
FOA		-1.83	3.67	-6.44	0.00	39.19	
Totale		-25	208			696	
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Descrizione		R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	x_p [m]	z_p [m]	M_y [kNm/m]	
Paramento c.a.		23.61	47.22	-3.22	0.00	152.05	
Zavorra lato strada		0.00	156.77	-3.22	0.93	504.80	
FOA		1.83	3.67	-6.44	0.00	39.19	
Totale		25	208			696	
(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_y [kNm/m]
M1	0.27	0.52	112.39	184.05	72	-3.22	231
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_y [kNm/m]
M1	0.27	0.44	112.39	208.99	97	-3.22	311

Figura 5-9. Analisi dei carichi agenti sul paramento

5.3.3.2 Combinazioni di calcolo

DESCRIZIONE	FOND. - VENTO DOM.		FOND. - TRAFF. DOM.		ECCEZIONALE	RARA		FREQ. V. DOM.	FREQ. T. DOM.	Q-P		SISMICA	
COMBINAZIONE	STR. 1	STR. 2	STR. 3	STR. 4	ECC. 1	SLE. 1. RARA	SLE. 1. RARA	SLE. 1. FREQ.	SLE. 1. FREQ.	SLE. 1. QP	SLE. 2. QP	SISM. 1	SISM. 2
C1	1.00	1.35	1.00	1.35	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
C3	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
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
C4b	1.01	1.01	1.35	1.35	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4f	1.01	1.01	1.35	1.35	0.20	1.00	0.75	0.20	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
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
C8	1.50	1.50	0.90	0.90	0.00	0.60	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C9	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 (-k _v)	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
CS1 (+k _v)	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
CS2 (-k _v)	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
CS2 (+k _v)	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

Figura 5-10. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica paramento

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]
A1+M1+R3	174	0	5	0	0	0	0	177	380	0	0	0
RISULTANTI	C4b			C4f			C7			C8		
	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]
A1+M1+R3	0	55	177	-2	10	106	1	0	-1	-2	14	153
RISULTANTI	C9			CS1 (-k _v)			CS1 (+k _v)			CS2 (-k _v)		
	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]
A1+M1+R3	0	0	0	-25	208	696	25	208	696	0	72	231
RISULTANTI	CS2 (+k _v)											
	R_x [kN/m]	R_z [kN/m]	M_y [kNm/m]									
A1+M1+R3	0	97	311									

Figura 5-11. Sollecitazioni caratteristiche risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.3.3.3 Sollecitazioni risultanti

Azioni di calcolo													
DESCRIZIONE	FOND. - VENTO DOM.		FOND. - TRAFF. DOM.		ECCEZIONALE	RARA		FREQ. V. DOM.	FREQ. T. DOM.	Q-P		SISMICA	
COMBINAZIONE	STR. 1	STR. 2	STR. 3	STR. 4	ECC. 1	SLE. 1. RARA	SLE. 1. RARA	SLE. 1. FREQ.	SLE. 1. FREQ.	SLE. 1. QP	SLE. 2. QP	SISM. 1	SISM. 2
R_x	168	229	169	230	173	171	170	173	172	173	174	148	199
R_z	325	325	338	338	190	250	239	193	225	188	188	469	494
M_y	1033	1035	1037	1039	441	759	750	472	597	441	420	1368	1448

Figura 5-12. Sollecitazioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento

5.3.3.4 Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato controterra: 1Ø24/10cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura orizzontale – lato controterra: 1Ø24/20cm
- Armatura orizzontale – lato strada: 1Ø20/20cm
- Armatura a taglio : spilli 1Ø12/40x40cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T Verifica Flessione Paramento

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

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	6.5
2	45.24	92.9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 148 0 kN
M_{xEd} 1448 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

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

M_{xRd} 1 627 kN m
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 28.09 ‰
d 92.9 cm
x 10.29 x/d 0.1108
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
L_o 0 cm Col. modello
Precompresso

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] =	32	
f_{cd} [MPa] =	18.13 (c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	2.12			
f_{ctd} [MPa] =	1.41 (c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30 (B450C $\gamma_s=1.15$)			
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1000	Altezza della sezione		
d [mm] =	933	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] =	2625.13	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] =	282.74	Ø12/40	area staffe	
s [mm] =	400		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	580.69	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	580.69	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	494.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.3.4 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.3.4.1 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 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	R_z	M_y
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-6.35	5.3	74	0	-392	0	0
Cordolo	-6.35	5.3	25	0	-135	0	0
FOA	-6.35	5.3	11	0	-60	0	0
Guardrail	-6.35	5.3	1	0	-7	0	0
Pavimentazione	-6.35	5.3	27	0	-144	0	0
Vento	-6.35	5.3	2	0	-10	0	0
Neve	-6.35	5.3	0	0	0	0	0
Tandem 1	-6.35	5.3	127	0	-674	0	0
Tandem 2	-6.35	5.3	1	0	-4	0	0
Distribuito	-6.35	5.3	30	0	-161	0	0
Frenatura	-6.35	5.3	0	12	-77	0	0
Resistenza passiva dei vincoli	-6.35	5.3	0	7	-44	0	0
Sisma dir. orizz.	-6.35	5.3	0	93	-590	93	590
Sisma dir. vert.	-6.35	5.3	25	0	-133	0	0

Figura 5-13. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da Impalcato (punto G)

- dalla spalla

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA SPALLA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE						
(C1): Pesi propri - strutturali e non			* moltiplicati per coefficienti riduttivi			
Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Fondazione*	-0.60	0.00	276.28	0.00	0.00	
Paramento	-3.63	5.05	230.38	0.00	-1163.39	
Cordolo in c.a.	-6.05	5.05	0.00	0.00	0.00	
Paraghiaia	-6.85	4.25	11.93	0.00	-50.68	
Zavorra lato valle*	-1.20	6.00	0.00	0.00	0.00	
TOTALE			519	0	-1214	
(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*	-4.42	-0.95	682	0	648	
(C3): Spinta delle terre - riposo			H _{SPINTA} [m]	7.64		
Comb.	k0	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
M1	0.43	-2.55	0.00	0	249	-634
(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	-0.95	202	0	192	
Componente orizzontale	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.82	0.00	0	65	-249	
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non			k _h	0.294	L _{inerzia zavorra}	2
			k _v	0.147		
Sisma 100% X-						
Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _x [kN/m]	M _z [kNm/m]		
Fondazione	-0.60	0.00	-40.58	0.00		
Paramento	-3.63	5.05	-33.83	170.86		
Cordolo in c.a.	-6.05	5.05	0.00	0.00		
Paraghiaia	-6.85	4.25	-1.75	7.44		
Zavorra a tergo	-4.42	-0.95	-100.19	-95.18		
Zavorra lato valle	-1.20	6.00	0.00	0.00		
TOTALE			-176	83		
Sisma 100% Y+						
Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]		
Fondazione c.a.	-0.60	0.00	81.15	-48.69		
Paramento c.a.	-3.63	5.05	67.67	-245.30		
Cordolo in c.a.	-6.05	5.05	0.00	0.00		
Paraghiaia in c.a.	-6.85	4.25	3.50	-23.98		
Zavorra a tergo	-4.42	-0.95	66.87	-295.56		
Zavorra lato valle	-1.20	6.00	0.00	0.00		
TOTALE			219	-614		
Sisma 100% Z+						
Descrizione	x _G [m]	y _G [m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]		
Fondazione c.a.	-0.60	0.00	81.15	48.69		
Paramento c.a.	-3.63	5.05	67.67	245.30		
Cordolo in c.a.	-6.05	5.05	0.00	0.00		
Paraghiaia in c.a.	-6.85	4.25	3.50	23.98		
Zavorra a tergo	-4.42	-0.95	0.00	0.00		
Zavorra lato valle	-1.20	6.00	0.00	0.00		
TOTALE			152	318		

(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	0.52	158.18	259.27	101	-3.82	-386
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	0.44	158.18	294.38	136	-3.82	-520

Figura 5-14. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da spalla (punto G)

- dalla muro d'ala

Caratteristiche geometriche								
B [m]	B1 [m] (lato strada)	B2 [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H _{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]	H _{zav} [m] lato strada	H _{zav} [m] lato valle
6.00	4.15	1.00	0.85	7.64	1.20	6.44	6.44	2.45
Caratteristiche terreno								
Parametro	spingente							
γ [kN/m ³]	20							
φ [°]	35							
Azioni delle FOA - Barriera antifonica H =6.5m + 2.00m di aggetto - condizioni corrente								
Descrizione		N _k [kN/m]	H _k [kN/m]	M _k [kNm/m]				
p.p. strut. + p.p. pannelli		12.50	0.00	4.90				
Pressione dinamica veicolare		-1.60	-9.60	-44.50				
Vento		-2.30	-13.80	-63.93				
Neve		0.63	0.00	0.70				
Sisma +		1.83	-3.67	-15.58				
Sisma -		-1.83	-3.67	-15.58				
Urto		0.00	0.00	0.00				
(C1): Pesì propri - strutturali e non								
Descrizione	γ [kN/m3]	R _x [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]			
Fondazione c.a.	25	0.00	-0.60	0.00	0.00			
Paramento c.a.	25	161.00	-4.42	1.65	265.65			
Zavorra lato valle	20	41.65	-2.43	2.58	107.25			
FOA		12.50	-7.64	1.65	15.73			
Totale		215			389			
(C2): Zavorra stabilizzante								
Descrizione	γ [kN/m3]	R _x [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]			
Zavorra lato strada	20	0.00	-4.42	-0.93	-494.43			
(C3): Spinta delle terre - riposo								
		H _{SPINTA} [m]		7.64				
Comb.	γ [kN/m ³]	φ [°]	k ₀	R _z [kN/m]	x _G [m]	M _y [kNm/m]		
M1	20	35	0.43	248.90	-2.55	633.87		
(C4): Sovraccarico accidentale								
		q [kN/m ²]		20				
Componente verticale								
R _x [kN/m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]						
0.00	-0.93	-76.78						
Componente orizzontale - a riposo								
		H _{SPINTA} [m]		7.64				
Comb.	R _z [kN/m]	x _G [m]	M _y [kNm/m]					
M1	65.16	-3.82	248.90					
Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare								
Descrizione	R _x [kN/m]	R _z [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]			
FOA	-1.60	9.60	-7.64	1.65	115.20			

(C8): Azione del vento		p _{VENTO} [kN/m ²]		0.00			
Descrizione		R _x [kN/m]	R _z [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]	
FOA		-2.30	13.80	-7.64	1.65	165.57	
Muro redirettivo		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Totale		-2	14			166	
(C7): Azione della neve							
R _x [kN/m]		z _G [m]	M _z [kNm/m]				
0.63		1.65	0.35				
				L _{inerzia zavorra}	2		
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non							
				k _h	0.293		
				k _v	0.147		
Sisma 100% X-							
Descrizione		R _x [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]		
Fondazione c.a.		0.00	-0.60	0.00	0.00		
Paramento c.a.		-23.61	-4.42	1.65	-38.96		
Zavorra lato valle		-6.11	-2.43	2.58	-15.73		
Zavorra lato strada		0.00	-4.42	-0.93	72.51		
FOA		-1.83	-7.64	1.65	-3.02		
Totale		-32			15		
Sisma 100% Y+							
Descrizione		R _y [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _z [kNm/m]		
Fondazione c.a.		0.00	-0.60	0.00	0.00		
Paramento c.a.		47.22	-4.42	1.65	-208.71		
Zavorra lato valle		0.00	-2.43	2.58	0.00		
Zavorra lato strada		0.00	-4.42	-0.93	0.00		
FOA		3.67	-7.64	1.65	-43.59		
Totale		51			-252		
Sisma 100% Z+							
Descrizione		R _z [kN/m]	x _G [m]	z _G [m]	M _y [kNm/m]		
Fondazione c.a.		0.00	-0.60	0.00	0.00		
Paramento c.a.		47.22	-4.42	1.65	208.71		
Zavorra lato valle		0.00	-2.43	2.58	0.00		
Zavorra lato strada		75.55	-4.42	-0.93	333.94		
FOA		3.67	-7.64	1.65	43.59		
Totale		126			586		
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre - attiva in direz Z+							
Sisma diretto verso l'alto: - kv							
Comb.	k _a	k _{AE}	S _a [kN/m]	S _{AE} [kN/m]	R _z =ΔS [kN/m]	x _G [m]	M _y [kNm/m]
M1	0.27	0.52	158.18	259.03	101	-3.82	385
Sisma diretto verso il basso: + kv							
Comb.	k _a	k _{AE}	S _a [kN/m]	S _{AE} [kN/m]	R _z =ΔS [kN/m]	x _G [m]	M _y [kNm/m]
M1	0.27	0.44	158.18	294.14	136	-3.82	519

Figura 5-15. Analisi dei carichi agenti sulla fondazione da muro d'ala (punto G)

5.3.4.2 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	G1	fav	1	\	\	\	\
C3	Spinta delle terre - riposo	G1	Sfav	1.35	\	\	\	\
C4a	Carichi variabili da traffico - Sovr. accidentale verticale	Qk	fav	0	0.75	0.75	0.2	0.2
C4b	Carichi variabili da traffico - Sovraccarico spingente	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
C4f	Componente FOA - pressione dinamica traffico veicolare	Qk	sfav	1.35	0.75	0.75	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 (X-)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (-kv)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (Y+)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh)	G1sis	sfav	1	\	\	\	\
CS1 (Z+)	Forze inerzia legate a carichi strutturali e non (+kh)	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	\	\	\	\

Figura 5-16. Elenco dei Carichi

DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				Vento				Raro				Frequente				quasi permanente	
	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a conf. 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a conf. 2	100%K- + 100%Y+ + 30%Z+	100%K- + 30%Y+ + 100%Z+	100%K- + 100%Y+ + 30%Z+	100%K- + 30%Y+ + 100%Z+	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a conf. 2	no traffico	traffico 1	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	19	20		
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	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	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
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	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	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	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20	0.00	0.00
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.00
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	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	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20	0.00	0.00
C4f	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	0.20	0.20	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20	0.00	0.00
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	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	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	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	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	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (X-)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (Y+)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (Z+)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.00	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	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	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	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 5-17. Coefficienti per Combinazioni di Calcolo per verifica fondazione

Si riassumono le sollecitazioni al m lineare risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

RISULTANTI AL M - CARICHI DA SPALLA / IMPALCATO																		
Rispetto punto G																		
	C1								C2								C3	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	139	0	-738	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura Spalla	519	0	-1214	0	0	682	0	648	0	0	0	0	0	249	-634	0	0	0
Totale	658	0	-1952	0	0	682	0	648	0	0	0	0	0	249	-634	0	0	0
	C4a								C4b								C4c	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127	0	-674	0	0
Sottostruttura Spalla	202	0	192	0	0	0	65	-249	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	202	0	192	0	0	0	65	-249	0	0	0	0	0	127	0	-674	0	0
	C4d								C4e								C4f	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	1	0	-4	0	0	30	0	-161	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura Spalla	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	1	0	-4	0	0	30	0	-161	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	C5								C6								C7	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	0	12	-77	0	0	0	7	-44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura Spalla	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	12	-77	0	0	0	7	-44	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	C8								CS1 100%K-								CS1 100%Y+	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	2	0	-10	0	0	-25	0	133	0	0	0	0	0	93	-590	0	0	0
Sottostruttura Spalla	0	0	0	0	0	-176	0	83	0	0	0	0	0	219	-614	0	0	0
Totale	2	0	-10	0	0	-201	0	216	0	0	0	0	0	312	-1203	0	0	0
	CS1 100%Z+								CS2 (X-)								CS2 (X+)	
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	R _z [kN/m]	R _y [kN/m]	M _x [kNm/m]	M _y [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	93	590	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura Spalla	0	0	0	152	318	0	101	-386	0	0	0	0	136	-520	0	0	0	0
Totale	0	0	0	245	908	0	101	-386	0	0	0	0	136	-520	0	0	0	0

Figura 5-18. Sollecitazioni spalla-impalcato al m lineare risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

RISULTANTI AL M - CARICHI DA MURO D'ALA															
Rispetto punto G	C1					C2					C3				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	215	0	0	0	389	0	0	0	0	-494	0	0	0	249	634
Muro d'ala	C4a					C4b					C4c				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	0	0	0	0	-77	0	0	0	65	249	0	0	0	0	0
Muro d'ala	C4d					C4e					C4f				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-2	0	0	10	115
Muro d'ala	C5					C6					C7				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Muro d'ala	C8					CS1 100%K-					CS1 100%Y+				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	-2	0	0	14	166	-32	0	0	0	15	0	51	-252	0	0
Muro d'ala	CS1 100%Z+					CS2 (-kv)					CS2 (+kv)				
	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	R _z [kN/m]	M _y [kNm/m]
Muro d'ala	0	0	0	126	586	0	0	0	101	385	0	0	0	136	519

Figura 5-19. Sollecitazioni muro d'ala al m lineare risultanti caratteristiche nel baricentro della fondazione (punto G)

Per ottenere le sollecitazioni caratteristiche concentrate nel baricentro della fondazione si moltiplicano i paramenti di spalla e muro d'ala per le rispettive estensioni. Di seguito tali sollecitazioni.

RISULTANTI TOTALI - CARICHI DA SPALLA / IMPALCATO															
Lpar spalla 8.60															
Rispetto punto G	C1					C2					C3				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	5657	0	-16787	0	0	5867	0	5574	0	0	0	2141	-5451	0	0
Totale	C4a					C4b					C4c				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	1737	0	1650	0	0	0	560	-2141	0	0	1093	0	-5792	0	0
Totale	C4d					C4e					C4f				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	7	0	-38	0	0	262	0	-1386	0	0	0	0	0	0	0
Totale	C5					C6					C7				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	104	-658	0	0	0	60	-380	0	0	0	0	0	0	0
Totale	C8					CS1 100%K-					CS1 100%Y+				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	16	0	-84	0	0	-1732	0	1858	0	0	0	2684	-10348	0	0
Totale	CS1 100%Z+					CS2 (-kv)					CS2 (+kv)				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	0	0	2109	7806	0	869	-3321	0	0	0	1171	-4475	0	0

Figura 5-20. Sollecitazioni caratteristiche totali spalla-impalcato concentrate nel baricentro della fondazione (punto G)

RISULTANTI TOTALI - CARICHI DA MURO D'ALA															
Lpar muro d'ala 10.10															
Rispetto punto G	C1					C2					C3				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	2173	0	0	0	3925	0	0	0	0	-4994	0	0	0	2514	6402
Totale	C4a					C4b					C4c				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	0	0	0	-775	0	0	0	658	2514	0	0	0	0	0
Totale	C4d					C4e					C4f				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-16	0	0	97	1164
Totale	C5					C6					C7				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	0	0	0	3
Totale	C8					CS1 100%K-					CS1 100%Y+				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	-23	0	0	139	1672	-319	0	0	0	149	0	514	-2548	0	0
Totale	CS1 100%Z+					CS2 (-kv)					CS2 (+kv)				
	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]
Totale	0	0	0	1277	5921	0	0	0	1019	3891	0	0	0	1373	5246

Figura 5-21. Sollecitazioni caratteristiche totali muro d'ala concentrate nel baricentro della fondazione (punto G)

Sommando le sollecitazioni precedenti relative a spalla, impalcato e muro d'ala si ottiene:

RISULTANTI TOTALI - CARICHI DA SPALLA, IMPALCATO E MURO D'ALA															
Rispetto punto G															
C1				C2				C3							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	7830	0	-16787	0	3925	5867	0	5574	0	-4994	0	2141	-5451	2514	6402
C4a				C4b				C4c							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	1737	0	1650	-775	0	560	-2141	658	2514	1093	0	-5792	0	0	0
C4d				C4e				C4f							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	7	0	-38	0	262	0	-1386	0	0	-16	0	0	97	1164	
C5				C6				C7							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	0	104	-658	0	0	60	-380	0	0	6	0	0	0	3	
C8				CS1 100%X-				CS1 100%Y+							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	-7	0	-84	139	1672	-2051	0	1858	0	149	0	3198	-12896	0	0
CS1 100%Z+				CS2 (-kv)				CS2 (+kv)							
R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _x [kN]	R _y [kN]	M _z [kNm]	R _z [kN]	M _y [kNm]	
Totale	0	0	0	3386	13727	0	869	-3321	1019	3891	0	1171	-4475	1373	5246

5.3.4.3 Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione

Azioni di calcolo												
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica			
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	100%X- + 100%Y+ + 30%Z+	100%X- + 30%Y+ + 100%Z+	100%X++ + 100%Y++ + 30%Z+	100%X++ + 30%Y++ + 100%Z+
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
R _x	16409	18238	17657	16557	13669	15497	14916	13817	11914	11914	16016	16016
R _y	3727	3727	3867	3867	3727	3727	3867	3867	6380	4141	6682	4443
M _z	-27926	-37617	-35427	-29601	-22050	-31742	-29552	-23725	-33268	-24241	-38137	-29110
R _z	4539	4539	4539	4539	4539	4539	4539	4539	4699	7069	5054	7424
M _y	15418	15418	15418	15418	14044	14044	14044	14044	14228	23837	15283	24893
Azioni di calcolo												
	Rara				frequente		quasi permanente					
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1				
COMBINAZIONE	13	14	15	16	17	18	19	20				
R _x	13676	15031	14601	13786	13685	14609	13694	13965				
R _y	2761	2761	2864	2864	2621	2621	2312	2312				
M _z	-19235	-26414	-24792	-20476	-18650	-23549	-17473	-18908				
R _z	3353	3353	3353	3353	3080	3080	2665	2665				
M _y	10014	10014	10014	10014	8092	8092	6069	6069				

Figura 5-22. Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione (punto G)

5.3.4.4 Calcolo sollecitazioni nel plinto di fondazione

Le massime sollecitazioni agenti nei pali sono desunte dalla relazione di calcolo geotecnica.

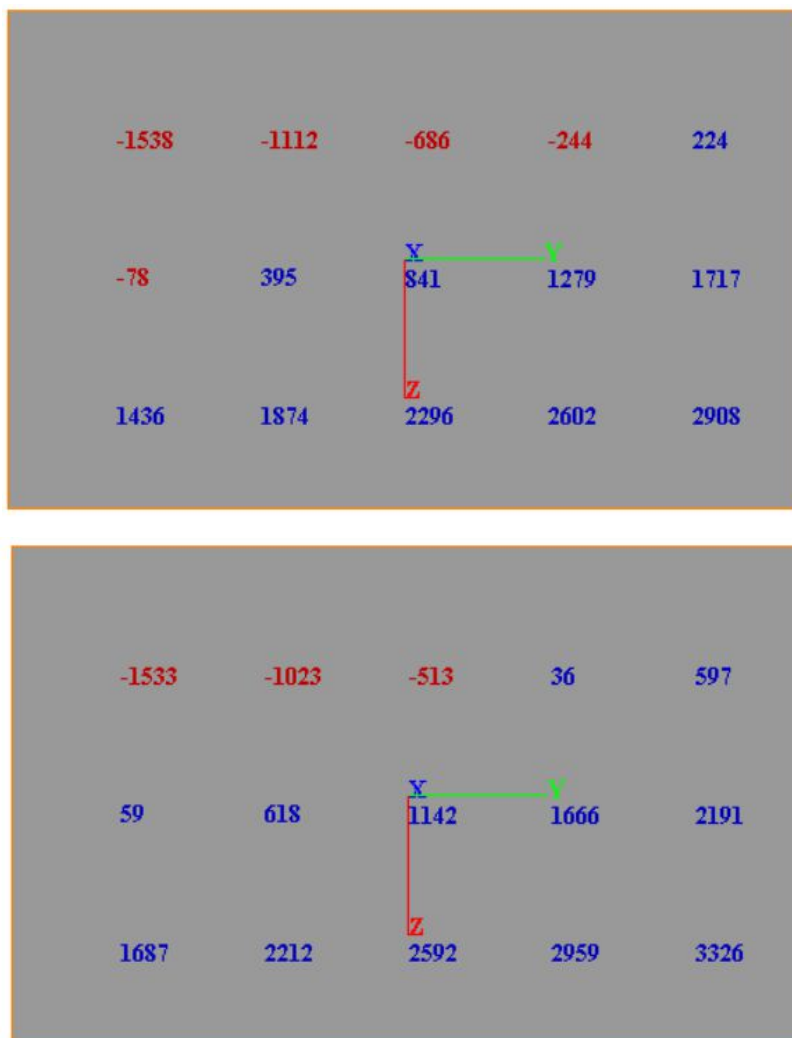


Figura 5-23. Riepilogo massime sollecitazioni Pali

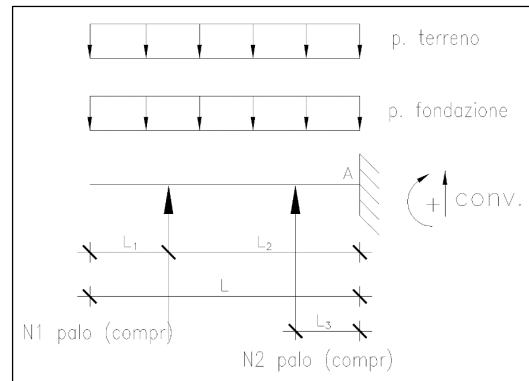
5.3.4.5 Calcolo sollecitazioni e verifiche sezionali sulla retrozattera (direzione trasversale)

Si riportano di seguito l'analisi delle sollecitazioni e le verifiche sezionali sulla retrozattera in direzione trasversale.

Calcolo sollecitazioni

2 PALI COMPRESSI

DATI			
	h	1.20	m altezza suola
	L	4.95	m lunghezza mensola
	L ₁	0.8	m
	L ₃	1.67	m
	L ₂	4.15	m distanza tra asse palo e sezione di stacco
	i	2.60	m interasse longitudinale/distanza di diffusione
SLU	N _{1palo}	-1538	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{1palo}	0	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{1palo}	0	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{1palo}	0	kN azione di compressione del palo
SLU	N _{2palo}	-78	kN azione di compressione del palo
SLE - RARA	N _{2palo}	0	kN azione di compressione del palo
SLE - FREQ.	N _{2palo}	0	kN azione di compressione del palo
SLE - Q.P.	N _{2palo}	0	kN azione di compressione del palo
	h _{terreno}	6.44	m altezza ricoprimento suola



$$\gamma = \gamma_G + \gamma_t \quad 1$$

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

$$= -1538kN / 2.6m \times 4.15m + -78kN / 2.6m \times 1.67m - [(1.2m \times 25 kN/mc + 6.44m \times 20 kN/mc) \times 1] \times (4.95m^2)/2 =$$

-4450

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

$$SLU \quad = -1538kN / 2.6m + -78kN / 2.6m - [(1.2m \times 25 kN/mc + 6.44m \times 20 kN/mc) \times 1] \times 4.95m =$$

-1408 kN/m

$$Vsd(N \text{ max pali}) = -30 \text{ kN/m}$$

$$Vsd(max) = -1408 \text{ kN/m}$$

Armatura disposta

- Armatura longitudinale superiore: 1Ø26/10cm
- Armatura longitudinale inferiore: 1Ø26/20cm
- Armatura trasversale superiore: 1Ø26/10cm + 1Ø26/10cm + 1Ø26/20cm
- Armatura trasversale inferiore: 1Ø26/10cm
- Armatura taglio (in corrispondenza dei pali tesi): Ø14/20x20cm
- Armatura taglio (altrove): Ø14/20x40cm

Verifica a flessione della sezione di incastro

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

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

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	7.9
2	53.09	17.9
3	26.55	27.9
4	53.09	112.1

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

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali

B450C
 ϵ_{su} ‰
 f_{yd} N/mm²
 E_s N/mm²
 E_s / E_c
 ϵ_{syd} ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm²

C28/35
 ϵ_{c2} ‰
 ϵ_{cu} ‰
 f_{cd} N/mm²
 f_{cc} / f_{cd} ?
 $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M xRd kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

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

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] =	28	
f_{cd} [MPa] =	15.87 (c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	1.94			
f_{ctd} [MPa] =	1.29 (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] =	1121	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] =	2759.84	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] =	384.85	$\varnothing 14/40$	area staffe	
s [mm] =	200		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1899.28	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (\cot\alpha+\cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	1899.28	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	1511.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.3.5 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] =	1.37
B_{paragh} [m] =	0.30

Caratteristiche Terreno

γ =	20	kN/mc
Φ =	35	° = 0.611 rad
k_0 =	0.43	
$h_{\text{terreno spinta}}$ =	3.57	m

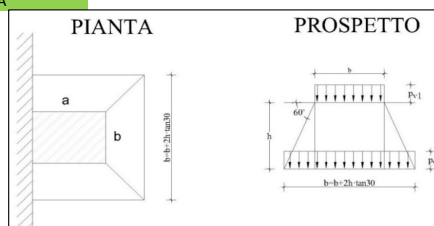
ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

N	10.28	kN/m
---	-------	------

2) Spinta Terreno

P_a	18.76	kN/m ²
P_b	30.45	kN/m ²
S_t	33.71	kN/m --> spinta distribuita
M_t	24.92	kNm/m --> momento distribuito



3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo

30	[°]
0.524	[rad]

Carichi

$2Q_{1k}$	600	kN
q_{1k}	9	kN/mq

Impronta di Carico

a	2.20	m
b	3.00	m
a'	3.47	m
b'	5.54	m
a''	4.26	m
b''	7.12	m

v. Par. C5.1.3.3.5.1
Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

$p_{1(\text{verticale})}$	40.21	MPa
$p_{2(\text{verticale})}$	28.77	MPa
$\sigma_{1(\text{orizzontale})}$	17.15	MPa
$\sigma_{2(\text{orizzontale})}$	12.27	MPa

Azioni

S_{H2}	16.81	kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
S_{H1}	3.34	kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
S_H	20.15	kN/m --> spinta totale
M_{SH}	14.56	kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q_{1k}	300	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
$F_r = 0.6Q_{1k}$	180	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
S_f	31.36	kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$)
M_f	42.96	kNm/m --> momento distribuito

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
C1	10	0	0
C2	0	34	25
C3.1	0	20	15
C3.2	300	31	43

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} [kN/m]	10	415	10	310	10	10
V_{Ed} [kN/m]	73	108	54	80	49	34
M_{Ed} [kNm/m]	53	106	39	79	36	25

Figura 5-24. Riepilogo sollecitazioni sul Paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

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

Verifica a flessione della sezione di incastro

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T Verifica Flessione Paraghiaia

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

Titolo : 69T Paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	6
2	10.05	24

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 415 0 kN

M_{xEd} 106 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

L_o 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

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

M_{xRd} 138.5 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 11.16 ‰

d 24 cm

x 5.73 x/d 0.2388

δ 0.7384

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] =	40		f_{ck} [MPa] =	32	
f_{cd} [MPa] =	18.13	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ctk} [MPa] =	2.12				
f_{ctd} [MPa] =	1.41	(c.a. $\gamma_c=1.5$)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C $\gamma_s=1.15$)			
Condizione di verifica					
H [mm] =	300	Altezza della sezione			
c_{min} [mm] =	35	Ricoprimento minimo			
ϕ_{staffe} [mm] =	12	Diametro staffe (spilli)			
ϕ_{long} [mm] =	16	Diametro barre longitudinali			
n_{barre_long}	5	Numero barre longitudinali			
d [mm] =	252	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
k =	1.89	$= 1 + (200/d)^{0.5}$ con ≤ 2			
A_{sl} [mmq] =	1005.31	Area armatura longitudinale in trazione			
ρ_l =	0.0040	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$			
v_{min} =	0.5148	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$			
Calcolo del contributo della sezione compressa					
A_c [mmq] =	300000	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] =	3.63	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] =	133.64	Resistenza di calcolo			
$V_{R,min}$ [kN] =	129.73	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$			
V_{Rd} [kN] =	133.64	Resistenza di progetto			
V_{Sdu} [kN] =	108.00	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.4 SPALLE AMPLIAMENTO 1 (ESISTENTE)

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004), le spalle della struttura originaria in carreggiata nord ed in carreggiata sud vennero sottoposte ai seguenti due interventi:

- Allargamento lato nord e sud della carreggiata con realizzazione di un tratto aggiuntivo di spalla di larghezza pari a 2.40m (oltre ad un muro di risvolto di lunghezza pari a 11.30m);
- Adeguamento sismico del sottovia delle carreggiate nord e sud tramite la realizzazione di 2 ordini di tiranti passivi sul paramento della spalla con il compito di assorbire le forze orizzontali dovute al sisma.

Per quanto riguarda l'analisi e le verifiche del tratto in allargamento lati nord e sud (ampliamento 1) si evidenzia che la struttura, in direzione trasversale, a seguito della prevista realizzazione dell'allargamento 2, perde la sua funzione statica di sostegno del terreno. In direzione longitudinale si nota che il paramento di spalla, di larghezza ridotta, risulta confinato tra la spalla originaria ed il tratto di nuova realizzazione (ampliamento 2) e solidarizzato ad esse con barre inghisate nel paramento e nella fondazione. Laddove presente, esso è, inoltre, irrigidito o contrastato dai muri di risvolto: ciò permette di assimilare il comportamento dell'intera struttura di allargamento a quello di un corpo rigido.

Sulla base delle precedenti considerazioni, si omettono, pertanto, le verifiche per la struttura di allargamento 1.

Per quanto riguarda le spalle (anno 1960) delle carreggiate nord e sud, lo schema di intervento ed il modello di verifica sono analizzati e verificati nel successivo paragrafo.

5.5 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Nell'ambito del progetto esecutivo del primo ampliamento (anno 2004) le spalle della struttura originaria in carreggiata nord ed in carreggiata sud vennero sottoposte ad un intervento di adeguamento sismico in virtù delle seguenti considerazioni:

- 1) Rispetto alle condizioni di esercizio, le forze per le quali le spalle della struttura originaria erano state dimensionate erano sostanzialmente corrispondenti a quelle ipotizzabili applicando le normative vigenti all'epoca del primo ampliamento;
- 2) Le forze sulle spalle determinate in base alle normative sismiche vigenti all'epoca del primo ampliamento risultavano notevolmente più alte di quelle per cui le spalle della struttura originaria erano state dimensionate.

In conseguenza di ciò, in tale progetto si procedette al rinforzo sismico delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi dimensionati per assorbire, da soli, tutte le forze orizzontali ipotizzabili per il sisma di progetto.

In questo modo si ottennero i seguenti risultati:

- 1) Si assicurava l'assorbimento di tutte le spinte orizzontali incrementate per effetto del sisma, senza alcun aggravio delle sollecitazioni sulle strutture originarie.
- 2) Si assicurava la resistenza del sistema anche per piccoli incrementi delle azioni orizzontali ipotizzabili nelle condizioni di esercizio (es. valore dell'azione di frenamento connesso alle normative vigenti, ecc.).

Nell'ambito del presente progetto si mantengono i criteri base di verifica delle strutture esistenti già adottati per il progetto di primo ampliamento, facendo ovviamente riferimento a quanto previsto sia con riferimento alle condizioni di carico statiche che a quelle sismiche previste dalle normative ora vigenti (D.M. 17/01/2018).

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:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan(\theta_o)$$

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:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,htir}$$

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.

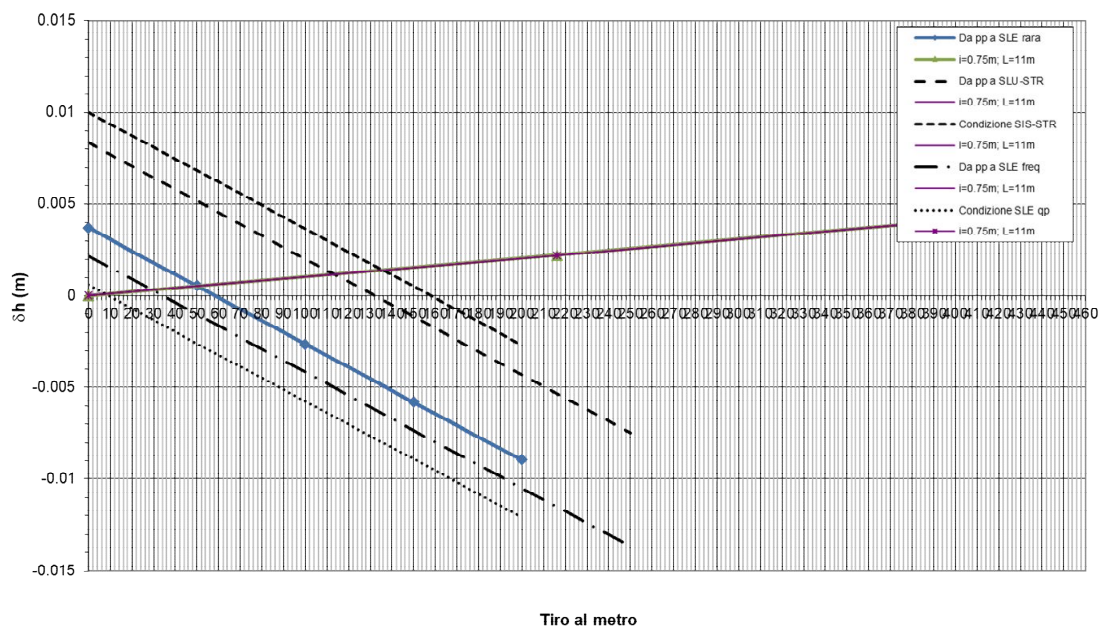


Figura 5-25 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

L' intervento di consolidamento realizzato è costituito da un placcaggio in cls di spessore pari a 50 cm del paramento della spalla completato da due ordini di tiranti passivi dimensionati per assorbire l'azione sismica come riportato nella sezione tipo seguente.

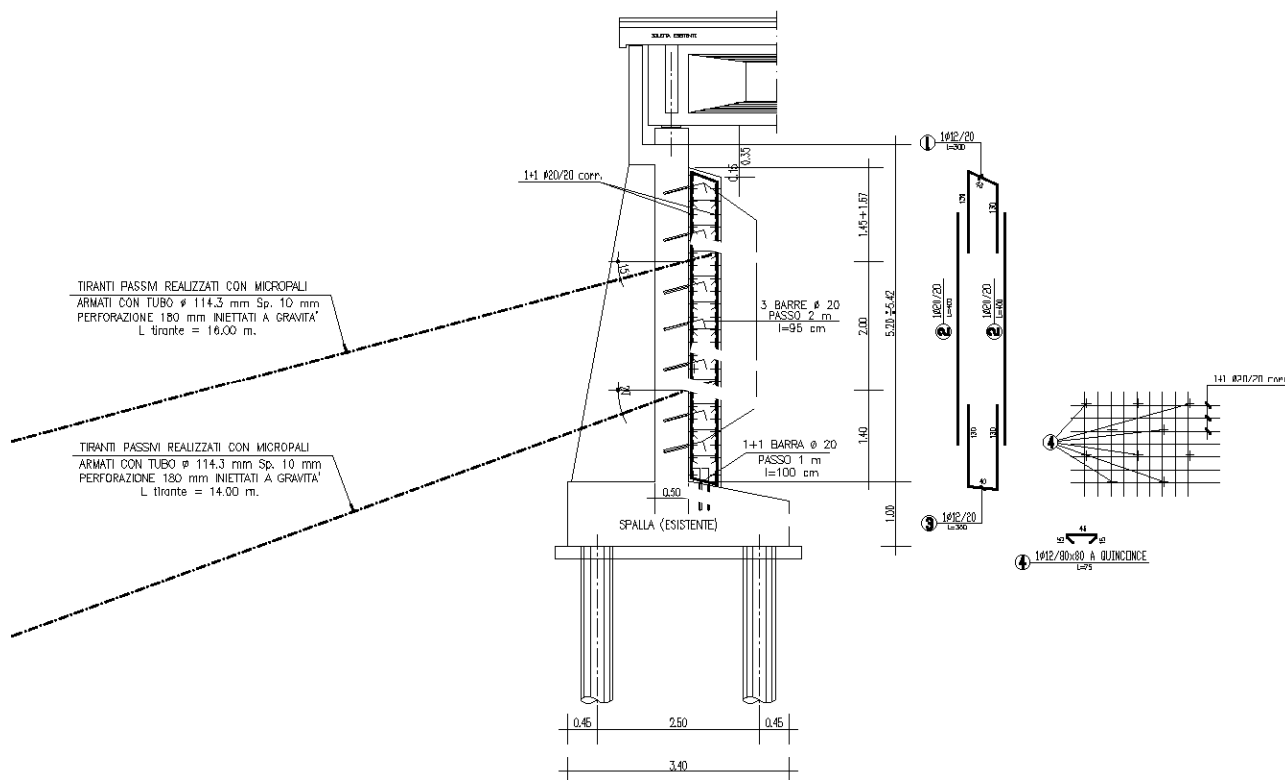


Figura 5-26. Spalle – Sezione rinforzo strutturale realizzato

Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- 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.

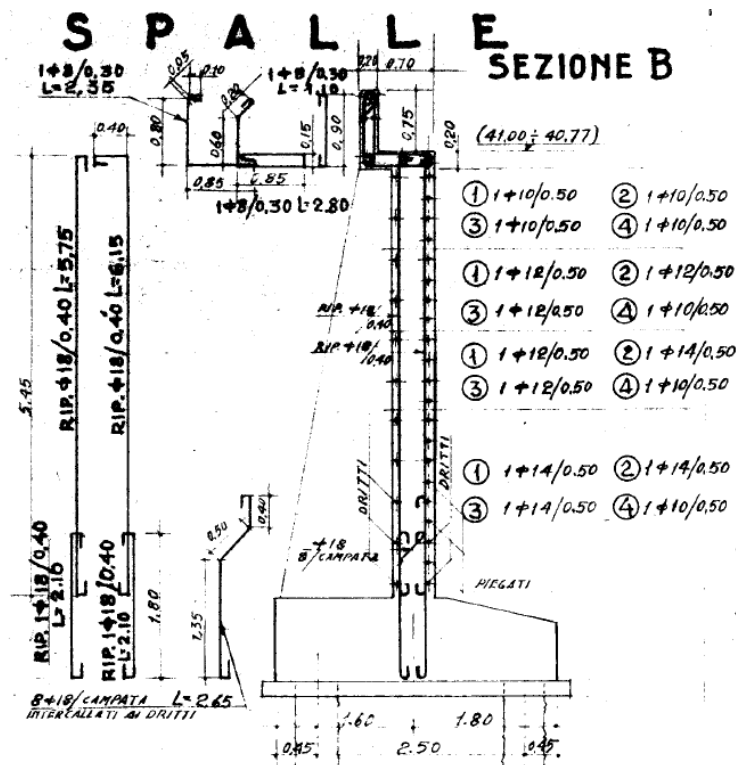


Figura 5-27 Documento as-built “Sottovia via Zanardi al km 10+793,18” – Sezione trasversale con armature spalla

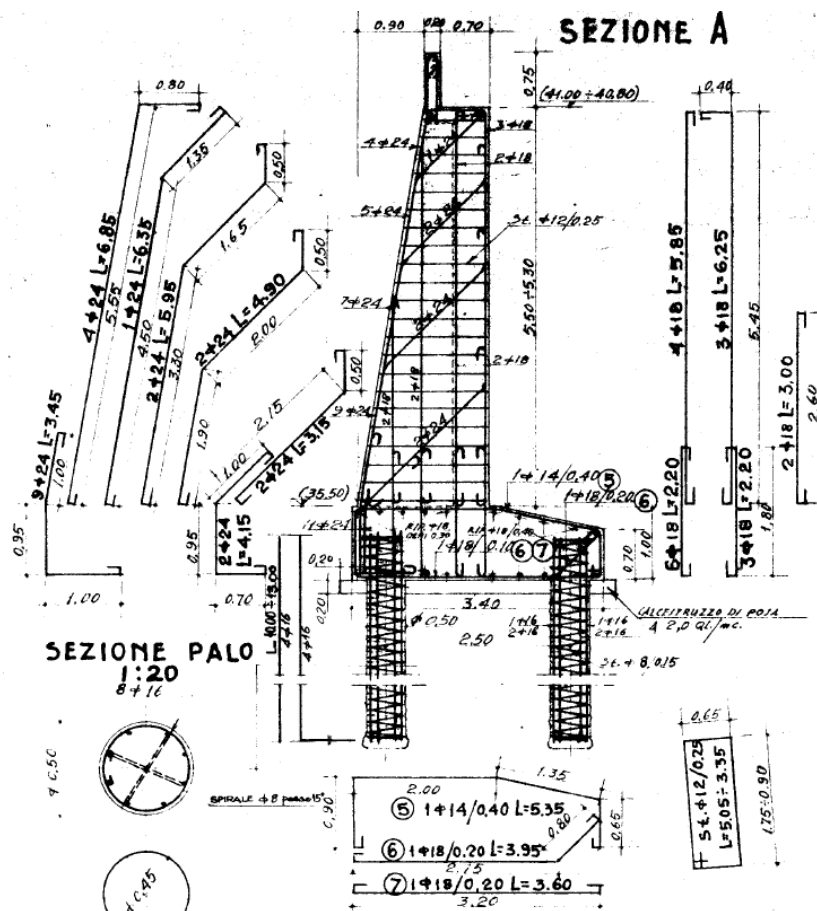


Figura 5-28 Documento as-built “Sottovia via Zanardi al km 10+793,18” – Sezione trasversale con armature contrafforti

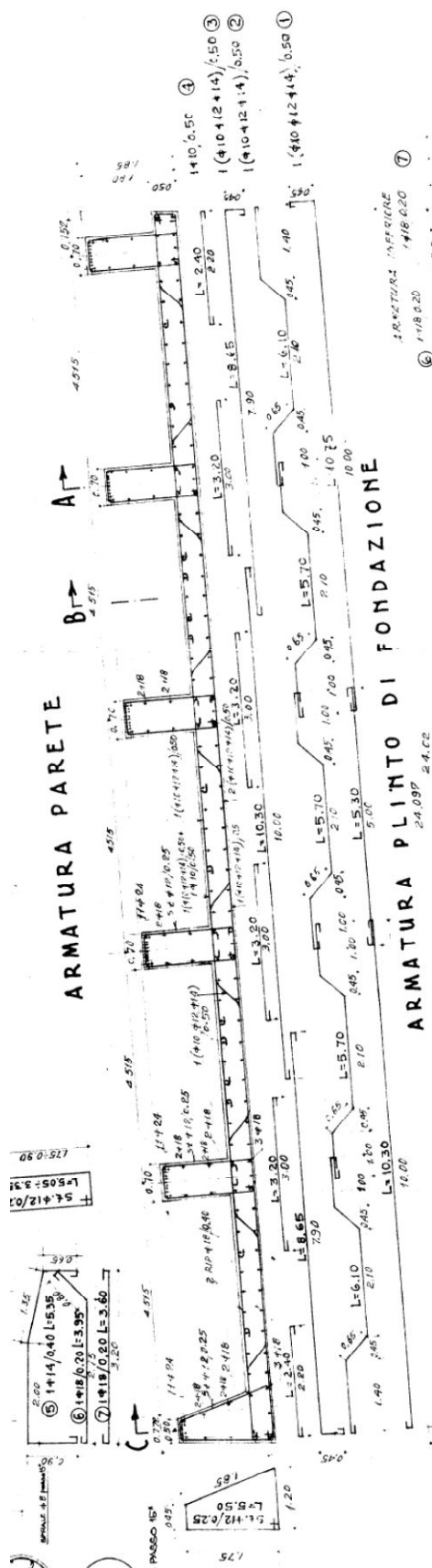


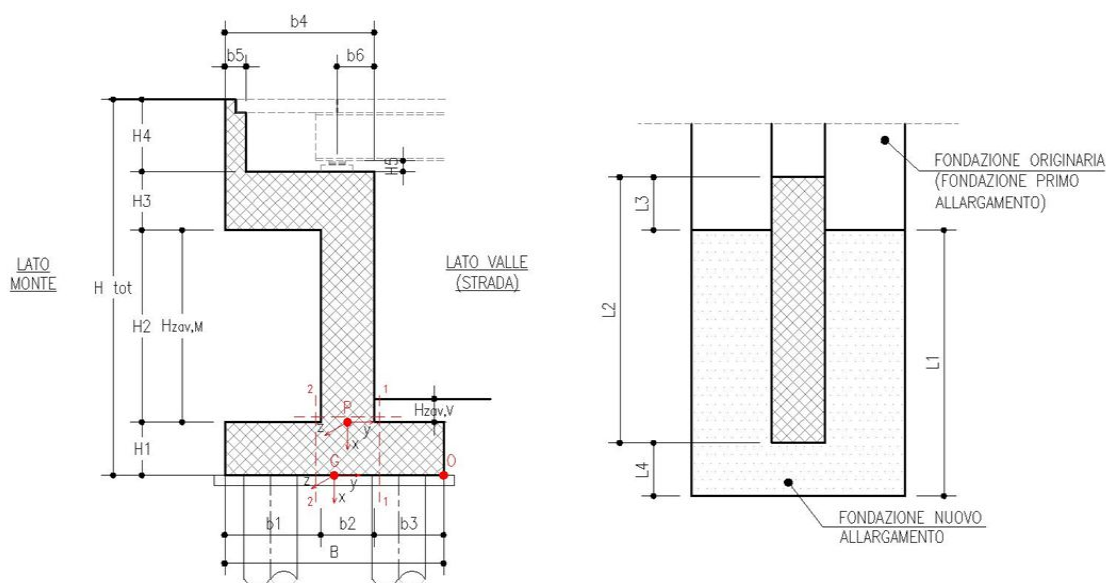
Figura 5-29 Documento as-built “Sottovia via Zanardi al km 10+793,18” – Sezione orizzontale con armature spalla

5.5.1 Geometria di verifica

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	SUD	FONDAZIONE		DIRETTA	
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO		SCHEMA SEMPLIFICATO	
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		24.02	[m]	Larghezza zattera	
L2		24.02	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		3.40	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.12	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.23	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio	
b3		1.05	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		1.40	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)	
b5		0.20	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.72	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)	
H _{TOT}		7.50	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		5.30	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.20	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.00	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.10	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H _{zav_M}		6.32	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H _{zav_V}		0.50	[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}		48.04	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B _{imp}		24.02	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L _{imp}		15.50	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n _T		16		Numero travi principali	
i _T		1.50	[m]	Interasse travi principali	
A _T		0.24	[m ²]	Sezione trave principale	
L _{tr}		24.00	[m]	Lunghezza traversi	
n _{tr}		5		numero traversi compresi quelli di testata	
A _{tr}		0.14	[m ²]	sezione traverso	
H _{sol}		0.18	[m]	spessore soletta in c.a.	
H _{pav}		0.37	[m]	massimo spessore pavimentazione	
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 fondazione



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		235	[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	24.02	[m]	
B	3.40	[m]	
A_{pl}	81.67	[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	22
2	420	0.139	0
A_{pali}	4.32	[m ²]	
$C_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE			
$C_{u,eq} = (C_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + C_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$			
$C_{u,pali}$	235	[kPa]	

Località:			Opera 69T		
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:		CU	IV		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	2		
			100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_C^* [sec]	F_0
	SLV	949	0.211	0.307	2.432
Categoria di sottosuolo:			C		
Categoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_s	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.39	1.00	0.293
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.38		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.111		
Coefficiente sismico orizzontale		k_v	0.056		
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	6.73	0.12			
$\varphi - M1$	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	6.03	0.11			
$\varphi - M1$	35.00	0.61			
$k_{AE} - M1$	0.33				

5.5.2 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 M_z 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	-6.6	-0.07	75	0	5
Cordolo	-6.6	-0.07	0	0	0
FOA	-6.6	-0.07	0	0	0
Guardrail	-6.6	-0.07	0	0	0
Pavimentazione	-6.6	-0.07	63	0	4
Vento	-6.6	-0.07	0	0	0
Neve	-6.6	-0.07	0	0	0
Tandem 1	-6.6	-0.07	50	0	3
Tandem 2	-6.6	-0.07	0	0	0
Distribuito	-6.6	-0.07	26	0	2
Frenatura	-6.6	-0.07	0	8	-55
Resistenza passiva dei vincoli	-6.6	-0.07	0	7	-45
Sisma dir. orizz.	-6.6	-0.07	0	33	-217
Sisma dir. vert.	-6.6	-0.07	9	0	1

Figura 5-30. Spalle - Analisi dei carichi trasmessi dall'impalcato

Le azioni agenti sulle sottostrutture risultano (per metro lineare di spalla):

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesi 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	85.00	0.00	0.00
Paramento	-3.65	0.04	162.98	0.00	-5.70
Cordolo in c.a.	-6.40	-0.05	7.00	0.00	0.35
Paraghiaia	-7.00	-0.65	5.00	0.00	3.25
Zavorra lato valle	-1.25	1.18	10.50	0.00	-12.34
TOTALE			270	0	-14

(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	-4.16	-1.14	142	0	161

(C3): Spinta delle terre - attiva

Comb.	k_a	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	-2.50	0.00	0	152	-381

(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	-1.14	22	0	26

Componente orizzontale	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-3.75	0.00	0	41	-152

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

	k_h	k_v
	0.111	0.056

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	-4.74	9.47	-4.74
Paramento	-3.65	0.04	-9.08	18.16	-65.98
Cordolo in c.a.	-6.40	-0.05	-0.39	0.78	-5.01
Paraghiaia	-7.00	-0.65	-0.28	0.56	-4.08
Zavorra a tergo	-4.16	-1.14	-7.89	15.77	-74.59
Zavorra lato valle	-1.25	1.18	-0.59	1.17	-0.78
TOTALE			-23	46	-155

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	4.74	9.47	-4.74
Paramento c.a.	-3.65	0.04	9.08	18.16	-66.61
Cordolo in c.a.	-6.40	-0.05	0.39	0.78	-4.97
Paraghiaia in c.a.	-7.00	-0.65	0.28	0.56	-3.72
Zavorra a tergo	-4.16	-1.14	7.89	15.77	-56.61
Zavorra lato valle	-1.25	1.18	0.59	1.17	-2.15
TOTALE			23	46	-139

(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	152.43	180.10	28	-3.75	-104

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	152.43	196.69	44	-3.75	-166

5.5.3 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		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	138	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	270	0	-14	142	0	161	0	152	-381	22	0	26	0	41	-152
Totale	408	0	-5	142	0	161	0	152	-381	22	0	26	0	41	-152

	C4d			C4e			C5			C6			C7		
	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]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]
Impalcato	0	0	0	25	0	2	0	8	-55	0	7	-45	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	25	0	2	0	8	-55	0	7	-45	0	0	0

	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	33	33	-218	9	33	-217	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-23	46	-155	23	46	-139	0	28	-104	0	44	-166
Totale	-31	79	-373	31	79	-356	0	28	-104	0	44	-166

5.5.4 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.

Carico	solo perm. (STR)	COMB. STR												Sismica - STR			
		Massimizzazione compressione								Massimizzazione trazione							
		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 +s. (max comp)	Traffico +s. (max traz)	Traffico -s. (max comp)	Traffico -s. (max traz)
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
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	1.00	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
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				Frequente		Quasi permanente	
	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	0.00	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}	693	772	824	874	787	836	737	786	550	651	614	564	601	581	538	518
V_{Ed}	270	270	270	270	281	281	281	281	270	270	281	281	291	291	274	274
M_{Ed}	-627	-536	-585	-529	-662	-606	-666	-609	-625	-618	-695	-699	-816	-822	-771	-777

	Rara				Frequente		Quasi permanente		
	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
Comb.	17	18	19	20	21	22	23	24	
N_{Ed}	550	647	597	620	550	614	550	569	[kN/m]
V_{Ed}	200	200	208	208	190	190	167	167	[kN/m]
M_{Ed}	-422	-392	-474	-449	-384	-362	-300	-294	[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).

5.5.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.5.5.1 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}	693	772	824	874	787	836	737	786	550	651	614	564	601	581	538	518
V_{Ed}	177	189	183	190	179	187	179	187	177	179	175	174	164	163	161	160
M_{Ed}	-311	-262	-289	-258	-315	-284	-319	-288	-310	-309	-335	-336	-386	-389	-386	-389

	Rara				Frequente		Quasi permanente		
	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico	
Comb.	17	18	19	20	21	22	23	24	
N_{Ed}	550	647	597	620	550	614	550	569	[kN/m]
V_{Ed}	163	167	161	164	163	165	160	161	[kN/m]
M_{Ed}	-298	-280	-315	-299	-292	-279	-275	-272	[kNm/m]

5.5.5.2 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 retrozaterra (sezione 2).

L'analisi strutturale è condotta:

- utilizzando uno schema statico di mensola incastrata per la verifica dell'avanzaterra;
- utilizzando uno schema statico di piastra incastrata, in corrispondenza del paramento e delle costole di irrigidimento, per la verifica della retrozaterra.

RISULTANTI - rispetto punto 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)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N_{Ed} [kN/m]	693	772	824	874	787	836	737	786	550	651	614	564	601	581	538	518
M_{Ed} [kNm/m]	311	262	289	258	315	284	319	288	310	309	335	336	386	389	386	389
B/6 [m]	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
e [m]	0.45	0.34	0.35	0.30	0.40	0.34	0.43	0.37	0.56	0.47	0.55	0.60	0.64	0.67	0.72	0.75
σ_{N1} [kN/m ²]	203.68	227.15	242.48	257.05	231.44	246.00	216.75	231.32	161.67	191.57	180.53	165.84	176.67	170.92	158.16	152.41
σ_{N2} [kN/m ²]	161.64	135.93	149.97	133.89	163.57	147.49	165.39	149.30	160.77	160.38	173.98	174.14	200.32	201.87	200.30	201.85
σ_{V1} [kN/m ²]	365.33	363.08	392.45	390.94	395.01	393.49	382.14	380.62	322.44	351.95	354.51	339.98	376.99	372.79	358.46	354.26
σ_{V2} [kN/m ²]	42.04	91.22	92.50	123.16	67.86	98.51	51.36	82.02	0.90	31.19	6.55	-8.30	-23.65	-30.94	-42.14	-49.44
u [m]	1.25	1.36	1.35	1.40	1.30	1.36	1.27	1.33	1.14	1.23	1.15	1.10	1.06	1.03	0.98	0.95
σ_{x*} [kN/m ²]	365.33	363.08	392.45	390.94	395.01	393.49	382.14	380.62	322.44	351.95	354.51	340.20	378.69	375.87	364.94	363.83
σ_{y*} [kN/m ²]	42.04	91.22	92.50	123.16	67.86	98.51	51.36	82.02	0.90	31.19	6.55	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]	550	647	597	620	550	614	550	569
M _{Ed} [kNm/m]	298	280	315	299	292	279	275	272
B/6 [m]	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57
e [m]	0.54	0.43	0.53	0.48	0.53	0.45	0.50	0.48
	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)	es(B/6)
σ _N [kN/m ²]	161.67	190.40	175.64	182.23	161.67	180.58	161.67	167.42
σ _M [kN/m ²]	154.78	145.40	163.52	155.23	151.53	144.82	142.73	141.18
σ _A [kN/m ²]	316.45	335.81	339.16	337.46	313.20	325.40	304.40	308.60
σ _B [kN/m ²]	6.89	45.00	12.11	27.00	10.14	35.75	18.94	26.23
u [m]	1.16	1.27	1.17	1.22	1.17	1.25	1.20	1.22
σ _s * [kN/m ²]	316.45	335.81	339.16	337.46	313.20	325.40	304.40	308.60
σ _B * [kN/m ²]	6.89	45.00	12.11	27.00	10.14	35.75	18.94	26.23

(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.	26	28	-0.53	-0.56	-14	-16
Zavorra lato 1	11	0	-0.53	0.00	-6	0
Totale	37	28			-19	-16

(C2): Zavorra stabilizzante						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	142	-0.56	-79			

(C4): Sovraccarico accidentale						
Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Componente verticale	22.40	-0.56	-12.54			

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non						
				k _b	0.111	
				k _v	0.056	

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.	-1	-2	-0.53	-0.56	1	1
Zavorra lato 1	-1	0	-0.53	0.00	0	0
Totale	-2	-2			1	1

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	-8	-0.56	4			

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.	1	2	-0.53	-0.56	-1	-1
Zavorra lato 1	1	0	-0.53	0.00	0	0
Totale	2	2			-1	-1

Descrizione	N ₂ [kN/m]	y ₂ [m]	M ₂ [kNm/m]			
Zavorra lato 2	8	-0.56	-4			

(C9): Reazioni terreno																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
σ ₁ [kN/m ²]	265.49	279.12	299.82	308.24	293.98	302.40	279.99	288.40	223.14	252.89	247.05	232.44	253.35	248.24	234.91	229.72
σ ₂ [kN/m ²]	148.54	180.77	191.31	211.37	175.63	195.68	160.32	180.38	106.82	136.85	121.17	106.21	106.53	98.73	82.60	72.62
H ₁ [kN/m]	331	337	363	367	362	365	348	351	286	318	316	301	332	328	315	312
M ₁ [kNm/m]	183	185	199	200	199	200	192	193	159	176	176	168	186	184	177	176
H ₂ [kN/m]	107	152	159	187	136	165	119	147	60	94	72	55	48	40	28	21
M ₂ [kNm/m]	49	76	79	96	65	82	55	72	23	42	28	19	14	11	6	4

(C9): Reazioni terreno								
	17	18	19	20	21	22	23	24
σ ₁ [kN/m ²]	220.85	246.00	238.16	241.58	219.61	235.95	216.24	221.40
σ ₂ [kN/m ²]	108.86	140.80	119.85	129.26	109.97	131.17	112.97	119.25
H ₁ [kN/m]	282	305	303	304	280	295	273	278
M ₁ [kNm/m]	157	169	168	168	155	163	152	154
H ₂ [kN/m]	65	104	74	88	67	93	74	81
M ₂ [kNm/m]	26	48	30	38	27	42	32	36

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo agenti nella sezione 1 – avanzattera.

Carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
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	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	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	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	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	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	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
$H_{Ed,1}$ [kN/m]	-282	-288	-314	-317	-312	-316	-298	-302	-250	-281	-279	-264	-293	-289	-280	-277	-245
$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	157	159	173	174	173	174	166	167	140	157	156	148	165	163	159	158	138
$H_{Ed,2}$ [kN/m]	-73	-107	-51	-72	-73	-94	-91	-112	-109	-75	-98	-115	-128	-131	-145	-147	-105
$M_{Ed,2}$ [kNm/m]	-52	-69	-39	-49	-52	-63	-62	-73	-72	-53	-67	-76	-84	-85	-90	-90	-69

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	0.20
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
$H_{Ed,1}$ [kN/m]	-245	-269	-266	-267	-243	-258	-237	-241
$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	138	149	149	149	136	144	132	135
$H_{Ed,2}$ [kN/m]	-105	-88	-96	-104	-102	-93	-96	-93
$M_{Ed,2}$ [kNm/m]	-69	-59	-65	-69	-68	-62	-63	-62

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}	-250			
	MIN H_{Ed}	-317			
	MAX M_{Ed}	174	149	144	135
	MIN M_{Ed}	140	138	136	132
		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	MAX H_{Ed}	-51			
	MIN H_{Ed}	-147			
	MAX M_{Ed}	-39	-59	-62	-62
	MIN M_{Ed}	-90	-69	-68	-63

5.5.5.3 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: $\varnothing 14/40\text{cm}$
- Armatura inferiore: $\varnothing 18/10\text{cm}$
- Armatura a taglio: piegati $\varnothing 18/20\text{cm}$

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: 69T_Verifica a flessione

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

Titolo : 69T_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	3.85	3.2
2	25.45	96.6

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 174 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

Materiali
acciaio an cls anni 60
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 401.35 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 16.77
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 2.007 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 2.25
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.2
 τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} 958.2 kN m
 σ_c -16.77 N/mm²
 σ_s 401.4 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 48.57 ‰
d 96.6 cm
x 6.493 x/d 0.06722
 δ 0.7

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

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018				
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio				
R_{ck} [MPa] =	0	f_{ck} [MPa] =	0	
f_{cd} [MPa] =	16.77	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	401.35	da indagini		
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1000	Altezza della sezione		
d [mm] =	966	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] =	3519.02	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] =	1272.35	Ø12/12.5	area staffe	
s [mm] =	1000		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1098.81	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	1098.81	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	317.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.5.5.4 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: $\varnothing 14/40\text{cm}$
- Armatura inferiore: $\varnothing 18/10\text{cm}$

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: 69T_Verifica a flessione

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

Titolo: 69T_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	3.85	3.2
2	25.45	96.6

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

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -90 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 cls anni 60
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 401.4 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 16.77 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 2.007 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 2.25
 $\sigma_{s,adm}$ 0 N/mm² τ_{co} 0.2
 τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} -151.9 kN m
 σ_c -16.77 N/mm²
 σ_s 401.4 N/mm²
 ϵ_c 2.087 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 96.8 cm
x 2.903 x/d 0.02999
 δ 0.7

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] =	16.77	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =				
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_y [MPa] =	401.35	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}	2.50	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] =	384.85	Area armatura longitudinale in trazione		
ρ_l =	0.0004	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
v_{min} =	0.2514	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
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] =	3.35	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] =	147.60	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	243.39	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
V_{Rd} [kN] =	243.39	Resistenza di progetto		
V_{Sdu} [kN] =	147.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			

5.5.6 Analisi strutturale del paramento

5.5.6.1 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 PARAMENTO		
	x_p	y_p	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-5.6	-0.105	75	0	8
Cordolo	-5.6	-0.105	0	0	0
FOA	-5.6	-0.105	0	0	0
Guardrail	-5.6	-0.105	0	0	0
Pavimentazione	-5.6	-0.105	63	0	7
Vento	-5.6	-0.105	0	0	0
Neve	-5.6	-0.105	0	0	0
Tandem 1	-5.6	-0.105	50	0	5
Tandem 2	-5.6	-0.105	0	0	0
Distribuito	-5.6	-0.105	26	0	3
Frenatura	-5.6	-0.105	0	8	-47
Resistenza passiva dei vincoli	-5.6	-0.105	0	7	-39
Sisma dir. orizz.	-5.6	-0.105	0	33	-184
Sisma dir. vert.	-5.6	-0.105	9	0	1

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	-2.65	0.00	162.98	0.00	0.00		
Cordolo in c.a.	-5.40	-0.09	7.00	0.00	0.60		
Paraghiaia	-6.00	-0.69	5.00	0.00	3.43		
TOTALE			175	0	4		
(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]	6.50			
Comb.	k _a	x _p [m]	y _p [m]	R _x [kN/m]	R _y [kN/m]	M _z [kNm/m]	
M1	0.27	-2.17	0.00	0	114	-248	
(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)	-3.25	0.00	0	35	-114		
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non			k _h	0.111			
			k _v	0.056			
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	-2.65	0.00	-9.08	18.16	-48.13		
Cordolo in c.a.	-5.40	-0.09	-0.39	0.78	-4.25		
Paraghiaia	-6.00	-0.69	-0.28	0.56	-3.53		
Zavorra a tergo	-3.16	-1.18	0.00	15.77	-49.82		
TOTALE			-10	35	-106		
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.	-2.65	0.00	9.08	18.16	-48.13		
Trave in c.a.	-5.40	-0.09	0.39	0.78	-4.18		
Paraghiaia in c.a.	-6.00	-0.69	0.28	0.56	-3.15		
Zavorra a tergo	-3.16	-1.18	0.00	15.77	-49.82		
TOTALE			10	35	-105		
(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	114.49	135.28	21	-3.25	-68
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	114.49	147.73	33	-3.25	-108

5.5.6.2 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	138	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	175	0	4	0	0	0	0	114	-248	0	0	0
Totale	313	0	18	0	0	0	0	114	-248	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	50	0	5	0	0	0	26	0	3
Sottostruttura	0	35	-114	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	35	-114	50	0	5	0	0	0	26	0	3
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	8	-47	0	7	-39	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	8	-47	0	7	-39	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	-9	33	-185	9	33	-184	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-10	35	-106	10	35	-105	0	21	-68	0	33	-108
Totale	-18	68	-291	18	68	-289	0	21	-68	0	33	-108

5.5.6.3 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	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	0.75	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	0.00	0.40	0.00	0.20	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

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]	422	524	486	436	313	414	377	327	346	309	313	388	360	323	313	360	313	328
V _{Ed} [kN/m]	211	211	223	223	211	211	223	223	230	217	157	157	165	165	148	148	128	128
M _{Ed} [kNm/m]	-517	-506	-573	-578	-523	-512	-580	-585	-686	-648	-383	-375	-424	-428	-354	-349	-291	-289

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 spalla [m]	2.40	da sezione incastro paramento																
i spalla [m]	0.75																	
n spalla	30.00																	
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
T _{11d} [tiro/m]	99	97	113	114	99	97	113	114	135	122	39	39	50	51	29	29	8	8
V _{11d} [kN/m]	93	91	106	107	93	91	106	107	126	114	37	37	47	48	27	27	7	7
M _{11d} [kNm/m]	223	218	254	256	223	218	254	256	303	274	88	88	112	115	65	65	18	18
Azioni di calcolo definite in presenza di tiranti passivi nella sezione di incastro P																		
DESCRIZIONE	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				simica		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 _{1d}	422	524	486	436	313	414	377	327	346	309	313	388	360	323	313	360	313	328
V _{1d}	119	114	110	109	112	114	110	109	95	95	118	118	115	114	119	119	120	120
M _{1d}	-294	-288	-319	-322	-300	-294	-325	-328	-383	-374	-295	-287	-312	-314	-289	-284	-273	-271

5.5.6.4 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: 4.515m (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: 9Ø24
lungo la nervatura: (2+2)Ø18
lato terra nell'anima: 2Ø18 + Ø18/40
lato strada nell'anima: 3Ø18 + Ø18/40
lato terra nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
lato strada nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe 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: 69T_Verifica a flessione_paramento (P)

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

Titolo: 69T_Verifica paramento_Sezione P

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	451.5	100
2	70	130

N°	As [cm²]	d [cm]
3	36.36	54.7
4	33.82	95.5
5	5.09	139
6	5.09	182
7	40.72	224.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1395 0 kN
M_{xEd} 1729 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 an cls anni 60

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 13.73 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.893 ‰ σ_{c,adm} 2.25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.2
τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} 7 504 kN m

σ_c -13.73 N/mm²
σ_s 378.6 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 56.15 ‰
d 224.8 cm
x 13.19 x/d 0.05867
δ 0.7

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] =	16.77	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	401.35	da indagini		
<i>Verifica del conglomerato</i>				
H [mm] =	1800	Altezza della sezione		
d [mm] =	1768	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	700	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] =	4508.42	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] =	226.19	staffe Ø12	area staffe	
s [mm] =	250		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1430.10	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cot\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	1430.10	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	537.00	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

5.5.6.5 Verifica strutturale del paramento – sezione T

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 4.515m 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	138	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	101	0	4	0	0	0	0	46	-62	0	0	0
Totale	239	0	18	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	50	0	5	0	0	0	26	0	3
Sottostruttura	0	22	-46	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	22	-46	50	0	5	0	0	0	26	0	3
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	8	-27	0	7	-22	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	0	8	-27	0	7	-22	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	-9	33	-106	9	33	-105	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-6	21	-37	6	21	-37	0	8	-17	0	13	-27
Totale	-14	54	-144	14	54	-141	0	8	-17	0	13	-27

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	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.75	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	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
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 2.4 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]	322	424	387	337	239	341	303	253	268	240	239	314	286	249	239	286	239	254
V _{Ed} [kN/m]	101	101	112	112	101	101	112	112	124	119	75	75	83	83	69	69	57	57
M _{Ed} [kNm/m]	-150	-140	-180	-185	-157	-146	-186	-191	-242	-234	-111	-103	-133	-137	-100	-95	-75	-73
h _{strada} [m]	2.4	da sezione incastro paramento																
i _{strada} [m]	0.75																	
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
V ₁₁₀ * [kN/m]	93	91	106	107	93	91	106	107	126	114	37	37	47	48	27	27	7	7
V ₁₁₀ [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M ₁₁₀ [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 2.4 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}	322	424	387	337	239	341	303	253	268	240	239	314	286	249	239	286	239	254
V _{Ed}	101	101	112	112	101	101	112	112	124	119	75	75	83	83	69	69	57	57
M _{Ed}	-150	-140	-180	-185	-157	-146	-186	-191	-242	-234	-111	-103	-133	-137	-100	-95	-75	-73

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: 4.515m (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: 7Ø24
lungo la nervatura: (2+2)Ø18
lato terra nell'anima: 2Ø18 + Ø18/40
lato strada nell'anima: 3Ø18 + Ø18/40
lato terra nel placcaggio: Ø20/20
lato strada nel placcaggio: Ø20/20
- Armatura a taglio: staffe Ø12/25

Verifica a flessione in T

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T_Verifica a flessione_paramento (t)

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

Titolo: 69T_Verifica paramento_Sezione t

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 7 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	451.5	100
2	70	91

N°	As [cm²]	d [cm]
3	36.36	54.7
4	33.82	95.5
5	5.09	119
6	5.09	152
7	31.67	185.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1079 0 kN
M_{xEd} 1092 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

L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

acciaio an cls anni 60

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 378.6 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 13.73 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.893 ‰ σ_{c,adm} 2.25
σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.2
τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} 6 160 kN m

σ_c -13.73 N/mm²
σ_s 378.6 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 38.3 ‰
d 185.8 cm
x 15.56 x/d 0.08374
δ 0.7

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] =	16.77	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =	0.00			
f_{ctd} [MPa] =	0.00	(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_{ywd} [MPa] =	401.35	da indagini		
Verifica del conglomerato				
H [mm] =	1910	Altezza della sezione		
d [mm] =	1878	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	700	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] =	4788.92	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] =	226.19	staffe $\varnothing 12$	area staffe	
s [mm] =	250		passo staffe	
V_{Rsd} [kN] =	1519.07	Resistenza armature = $0.9 d f_{ywd} A_{sw} / s (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha$		
V_{Rd} [kN] =	1519.07	Min. tra V_{Rcd} e V_{Rsd}		
V_{Sdu} [kN] =	559.86	Sollecitazione di progetto SLU		
Verificato				

5.5.6.6 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.

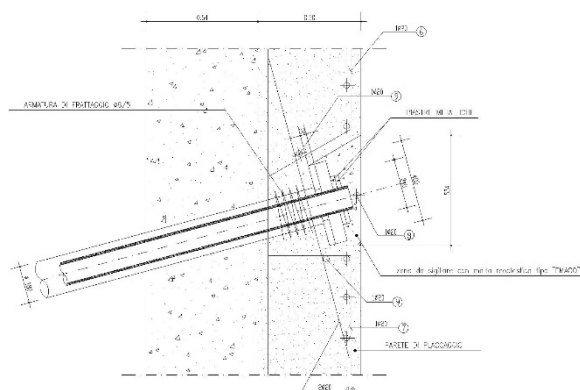
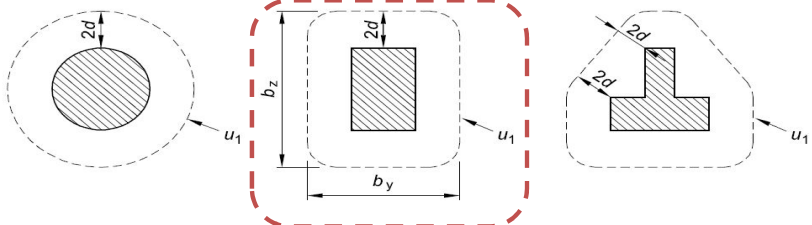


Figura 5-31. Dettaglio sezione di attacco tiranti

VERIFICA A PUNZONAMENTO E.C.2			
Rif. UNI EN 1992-1-1:2005			
Materiali			
Rck [MPa] =	35		
fck [MPa] =	29.05		
fcd [MPa] =	16.46 (c.a. $g_c=1,5$)		
$v = 0,6[1-f_{ck}/250]$ =	0.53		
Acciaio	B450		
fywd [MPa] =	391.30 (B450C $g_s=1,15$)		
Dati geometrici			
A [mm] =	400 lato pilastro		
B [mm] =	400 lato pilastro		
d [mm] =	210 Altezza utile della sezione in calcestruzzo		
<p>figura 6.13 Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate</p> 			
u0 [mm] =	1600	perimetro critico sul pilastro	
u1 [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			
VEd [kN] =	102.00	Forza di taglio sollecitante	
vEd [MPa] =	0.35	$= \beta V_{Ed}/u_0 d$	
$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd}$ [MPa] =	4.36		
Verifica: $v_{Rd,max} > v_{Ed}$	Verificato		
- Verifiche di resistenza per solo cls sul perimetro a 2d			
As,x [mm ²] =	1571	Area dell'armatura tesa disposta in direzione x	
As,y [mm ²] =	1571	Area dell'armatura tesa disposta in direzione y	
$\rho_{1x} = A_{s,x}/[(A+3d \times 2)d]$	0.4506%	Rapporto geometrico d'armatura in direzione x	
$\rho_{1y} = A_{s,y}/[(B+3d \times 2)d]$	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		
$v_{min} = 0,035k^{(2/3)} f_{ck}^{0.5}$	0.2970		
VEd,red [kN] =	102.00	Forza di taglio sollecitante	
vEd [MPa] =	0.13	$= \beta V_{Ed}/(u_1 d)$	
$v_{Rd,c}$ [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		

5.5.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] = 0.82
 B_{paragh} [m] = 0.20

Caratteristiche Terreno

γ = 20 kN/mc
 Φ = 35 ° = 0.611 rad
 k_a = 0.27
 $h_{\text{terreno spinta}}$ = 0.82 m

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA

1) Peso proprio

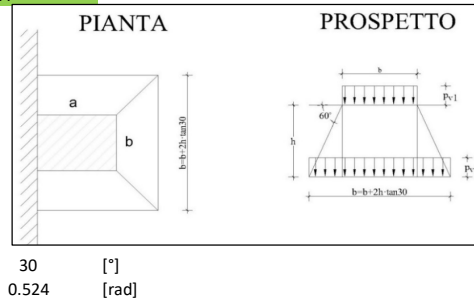
N 4.10 kN/m

2) Spinta Terreno

S_t 1.82 kN/m --> spinta distribuita
 M_t 0.50 kNm/m --> momento distribuito

3.1) Spinta Sovraccarico Variabile

Si applica diffusione dei carichi con angolo



Carichi

$2Q_{4k}$ 600 kN
 q_{1k} 9 kN/mq

Impronta di Carico

a 2.20 m
 b 3.00 m
 a' 2.67 m
 b' 3.95 m

v. Par. C5.1.3.3.5.1
Circolare 21/01/2019

Pressioni su paraghiaia

p_1 (verticale) 99.91 MPa
 p_2 (verticale) 65.86 MPa
 σ_1 (orizzontale) 27.07 MPa
 σ_2 (orizzontale) 17.85 MPa

Azioni

S_{H2} 14.64 kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
 S_{H1} 3.78 kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
 S_H 18.42 kN/m --> spinta totale
 M_{SH} 8.07 kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q_{1k} 300 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
 $F_f = 0.6Q_{1k}$ 180 kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
 S_f 38.79 kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a $L = w + 2xh_{\text{paragh}}$)
 M_f 31.81 kNm/m --> momento distribuito

Azioni caratteristiche nella sezione di incastro

C.C.	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
C1	4	0	0
C2	0	2	0
C3.1	0	18	8
C3.2	300	39	32

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} [kN/m]	4	409	4	304	4	4
V_{Ed} [kN/m]	27	73	20	54	16	2
M_{Ed} [kNm/m]	12	52	9	38	7	0

Verifica a flessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 69T_Verifica a flessione_paraghiaia

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

Titolo: 69T_Verifica paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.67	3.1
2	3.35	16.9

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 409 0 kN
 M_{xEd} 52 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 an cls anni 60

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 401.4 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 16.77 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 2.007 ‰ σ_{c,adm} 2.25
 σ_{s,adm} 0 N/mm² τ_{co} 0.2
 τ_{c1} 0.9714

M_{xRd} 54.61 kN m
 σ_c -16.77 N/mm²
 σ_s 401.4 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 11.92 ‰
 d 16.9 cm
 x 3.836 x/d 0.227
 δ 0.7237

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] =	16.77	da indagini		
f_{ctk} [MPa] =				
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. $\gamma_c=1.5$)		
f_y [MPa] =	401.35	da indagini		
Condizione di verifica				
H [mm] =	200	Altezza della sezione		
c_{min} [mm] =	25	Ricoprimento minimo		
ϕ_{staffe} [mm] =	0	Diametro staffe		
ϕ_{long} [mm] =	8	Diametro barre longitudinali		
n_{barre_long}	6.66	Numero barre longitudinali		
d [mm] =	171	Altezza utile della sezione		
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio		
k =	2.00	$= 1 + (200/d)^{0.5}$ con ≤ 2		
A_{sl} [mmq] =	334.77	Area armatura longitudinale in trazione		
ρ_l =	0.0020	$A_{sl} / (b_w d) \leq 0.02$		
v_{min} =	0.4054	$= 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{0.5}$		
Calcolo del contributo della sezione compressa				
A_c [mmq] =	200000	Area della sezione		
N_{Ed} [kN] =	409.00	Azione assiale di compressione della sezione		
N_{Ed}/A_c [MPa] =	2.05	tensione nella sezione		
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3.35	Tensione massima in compressione utilizzabile		
σ_{cp} [MPa] =	2.05	Tensione di compressione utilizzata a calcolo		
V_{comp} [kN] =	52.45	Contributo offerto dalla compressione = $(k_1 \sigma_c) b_w d$		
V_R [kN] =	113.45	Resistenza di calcolo		
$V_{R,min}$ [kN] =	121.78	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma_c) b_w d$		
V_{Rd} [kN] =	121.78	Resistenza di progetto		
V_{Sdu} [kN] =	73.00	Sollecitazione di progetto SLU		
	Verificato			