autostrade per l'italia

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

91T - VIADOTTO TANG. RAMPA INTERC. 14+346

RELAZIONE DI CALCOLO
IMPALCATO E SPALLE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano n.18641 RESPONSABILE STRUTTURE	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				--
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A2	O09	ST91N	00000	R	S T R	0817	-2	SCALA -

spea ENGINEERING
gruppo Atlantia

PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:	
Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068			
REDATTO:		VERIFICATO:	

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

	VISTO DEL COMMITTENTE	VISTO DEL CONCEDENTE
	autostrade per l'italia IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SOC. AUTOSTRADE PER L'ITALIA S.P.A.. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW.

Sommario

1 INTRODUZIONE 6

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA 8
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 13
1.3 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE 14
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 53
1.5.1 Terreno di rilevato 53
1.5.2 Terreno di fondazione 53
1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA 55
1.7 SOFTWARE DI CALCOLO 57
1.8 CONVENZIONI GENERALI 58
1.8.1 Unità di misura 58

2 IMPOSTAZIONI GENERALI DELLE ANALISI STRUTTURALI 59

2.1 ANALISI GLOBALE IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE 59
2.1.1 Modellazione strutturale 59
2.1.2 Fasi di analisi 59
2.1.3 Fasi di costruzione 59
2.1.4 Coefficienti di omogeneizzazione 60
2.1.5 Larghezza di soletta collaborante 60
2.1.6 Sezioni di verifica 62
2.1.7 Metodologia di verifica 62
2.2 ANALISI GLOBALE IMPALCATO ESISTENTE 64
2.2.1 Modellazione strutturale 64
2.2.2 Fasi di analisi 64
2.2.3 Coefficienti di omogeneizzazione 64
2.2.4 Larghezza di solettta collaborante 64
2.2.5 Sezioni di verifica 64
2.3 ANALISI GLOBALE DELLE SOTTOSTRUTTURE 65
2.3.1 Descrizione generale 65
2.3.2 Sezioni di verifica 65
2.3.3 Analisi delle condizioni statiche 65
2.3.4 Analisi delle condizioni sismiche 66
2.3.5 Metodologia di verifica 67
2.4 ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE ESISTENTI 67
2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI 68
2.6 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE 68

3 ANALISI DEI CARICHI 71

3.1 PREMESSA 71
3.2 CARICHI AGENTI SU IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE 71
3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1 71
3.2.2 Carichi agenti sull'impalcato in fase 2 71
3.2.3 Carichi agenti sull'impalcato in fase 3 73
3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE 84
3.3.1 Carichi permanenti strutturali 84

3.3.2 Carichi permanenti non strutturali ... 84
3.3.3 Spinta del terreno ... 84
3.3.4 Sovraccarico accidentale ... 84
3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile ... 84
3.4 AZIONE SISMICA ... 85

4 ANALISI IMPALCATO ... 86

4.1 IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE ... 86
4.1.1 Analisi strutturale ... 86
4.1.2 Verifiche ... 91
4.2 IMPALCATO ESISTENTE ... 101
4.2.1 Analisi strutturale ... 101
4.2.2 Verifiche ... 102

5 ANALISI SPALLE ... 108

5.1 DESCRIZIONE GENERALE ... 108
5.2 SPALLE AMPLIAMENTO 2 (NUOVA REALIZZAZIONE) ... 108
5.2.1 Geometria di verifica ... 109
5.2.2 Analisi strutturale del paramento ... 112
5.2.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione ... 119
5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia ... 137
5.2.5 Analisi strutturale del muro d'ala della spalla ... 140
5.3 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE) ... 154
5.3.1 Geometria di verifica ... 159
5.3.2 Analisi dei carichi ... 163
5.3.3 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G ... 165
5.3.4 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G ... 165
5.3.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione ... 166
5.3.6 Analisi strutturale del paramento ... 174
5.3.7 Analisi strutturale del paraghiaia ... 184

6 ANALISI PILE ... 187

6.1 PILA IN ALLARGAMENTO ... 187
6.1.1 PULVINO ... 187
6.1.2 ELEMENTI VERTICALI (SETTI) ... 190
6.2 PILA ESISTENTE ... 194
6.2.1 PULVINO ... 194
6.2.2 ELEMENTI VERTICALI (FUSTI) ... 196

7 ANALISI STRUTTURALE MURI ANDATORI ... 200

7.1 PREMESSA ... 200
7.2 GEOMETRIA ... 200
7.3 ANALISI DEI CARICHI ... 201
7.4 ANALISI E VERIFICHE ... 203

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. VISTA LATERALE DEL SOTTOVIA ESISTENTE 7
FIGURA 1-4. VISTA INTRADOSSO IMPALCATO ESISTENTE 7
FIGURA 1-5. PIANTA FONDAZIONI 9
FIGURA 1-6. PIANTA IMPALCATO 9
FIGURA 1-8. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO RIMINI 10
FIGURA 1-9. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – PILA CENTRALE 10
FIGURA 1-10. SEZIONE TRASVERSALE AMPLIAMENTO – LATO BOLOGNA 10
FIGURA 1-11. PIANTA IMPALCATO IN AMPLIAMENTO 11
FIGURA 1-12. SEZIONE LONGITUDINALE TRAVE IN AMPLIAMENTO – LATO NORD 11
FIGURA 1-13. SEZIONE LONGITUDINALE TRAVE IN AMPLIAMENTO – LATO SUD 12
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 20
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/4 21
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/4 22
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 3/4 23
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 4/4 24
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO 25
FIGURA 1-21 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO 26
FIGURA 1-22 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE 27
FIGURA 1-23 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO) 28
FIGURA 1-24 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE 30
FIGURA 1-25 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – CAROTAGGI MECCANICI: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE 32
FIGURA 1-26 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – ESTRAZIONE BARRE DI ARMATURA: DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TRAZIONE 33
FIGURA 1-27 – INDAGINI 2020 SU STRUTTURE ESISTENTI – RILIEVI GEOMETRICI E PACOMETRICI 41
FIGURA 1-28 – 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) 42
TABELLA 1-1. INDAGINI GEOGNOSTICHE DI RIFERIMENTO 53
TABELLA 1-2. CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICO – GEOTECNICA 53
TABELLA 1-3. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A) 53
TABELLA 1-4. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A') 54
TABELLA 1-5. PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI DEI MATERIALI LIMO ARGILLOSO (A'') 54
FIGURA 1-29. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLV 56
FIGURA 2-1. DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E DELLE ALIQUOTE B_{EI} (FIG.4.3.1 DELLE NTC2018) 60
FIGURA 2-2. LARGHEZZA EFFICACE B_{EFF} E LUCI EQUIVALENTI L_E PER LE TRAVI CONTINUE (FIG.4.3.2 DELLE NTC2018) 60
FIGURA 2-3. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018) 68
FIGURA 2-4. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAIZONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018) 69
FIGURA 2-5. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018) 69
FIGURA 2-6. COEFFICIENTI Ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018) 70
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018) 78
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI QIK E QIK PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018) 78
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO SU IMPALCATO ESISTENTE 79
FIGURA 3-4. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018) 80
FIGURA 3-5. SCHEMA DI CARICO 2 (FIGURA 5.1.2 DELLE NTC2018) 80
FIGURA 3-6. MODELLO DI CARICO DI FATICA N.1 (FIGURA 5.1.4 DELLE NTC2018) 81
FIGURA 3-7. MODELLAZIONE DELL'AZIONE DI URTO (FIG.5.6 DELLE LINEE GUIDA PER LA REDAZIONE E VERIFICA DEI PROGETTI DI INSTALLAZIONE DELLE BARRIERE INTEGRATE) 82

FIGURA 3-8. FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DEI VEICOLI (TABELLA 3.6.III DELLE NTC2018) 83
FIGURA 3-9. DEFORMATA PER MODO DI VIBRARE VERTICALE (T=0.367S) 83
FIGURA 4-1. MODELLO FEM DELL'IMPALCATO (LATO SUD) 86
FIGURA 4-2. MODELLO FEM GLOBALE 86
FIGURA 4-3. INVILUPPO MX [TM] 91
FIGURA 4-4. INVILUPPO TY [T] 91
FIGURA 4-5. INVILUPPO MX [T] 92
FIGURA 4-6. INVILUPPO TY [T] 92
FIGURA 4-7. INVILUPPO N [T] 92
FIGURA 4-8. INVILUPPO MX[TM] 93
FIGURA 4-9. INVILUPPO TY [T] 93
FIGURA 4-10. INVILUPPO N [T] 93
FIGURA 13 - MODELLO FEM 101
FIGURA 14 - INVILUPPO MX [TM] 102
FIGURA 15 - INVILUPPO TY [T] 102
FIGURA 5-1. SPALLE - DIMENSIONI GEOMETRICHE 109
FIGURA 5-2. SISTEMA DI RIFERIMENTO 110
FIGURA 5-3. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA IMPALCATO 112
FIGURA 5-4. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL PARAMENTO DA SOTTOSTRUTTURA 113
FIGURA 5-5.SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO 114
FIGURA 5-6. ELENCO DEI CARICHI 114
FIGURA 5-7.COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA PARAMENTO 115
FIGURA 5-8. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAMENTO 115
FIGURA 5-9. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA IMPALCATO (PUNTO G) 119
FIGURA 5-10. ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA FONDAZIONE DA SOTTOSTRUTTURA (PUNTO G) 120
FIGURA 5-11. SOLLECITAZIONI RISULTANTI CARATTERISTICHE NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) 121
FIGURA 5-12. ELENCO DEI CARICHI 122
FIGURA 5-13.COEFFICIENTI PER COMBINAZIONI DI CALCOLO PER VERIFICA FONDAZIONE 122
FIGURA 5-14. SOLLECITAZIONI DI CALCOLO RISULTANTI NEL BARICENTRO DELLA FONDAZIONE (PUNTO G) 123
FIGURA 5-15. SCHEMA STATICO DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE 124
FIGURA 5-16. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO. 125
FIGURA 5-17. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – PESO TERRENO DI RICOPRIMENTO DEL QUARTO DI CONO. 126
FIGURA 5-18. REAZIONE DEI PALI_RPALI_COMB.1 126
FIGURA 5-19. MOMENTI FLETTENTE M11 [KNM/M] MAX E MIN_INVILUPPO COMBINAZIONI SLU E SISMICA 128
FIGURA 5-20. MOMENTI FLETTENTE M22 [KNM/M] MAX E MIN _ INVILUPPO COMBINAZIONI SLU E SISMICA 129
FIGURA 5-21. TAGLIO V13 [KN/M] MAX E MIN _ INVILUPPO COMBINAZIONI SLU E SISMICA 130
FIGURA 5-22. TAGLIO V23 [KN/M] MAX E MIN _ INVILUPPO VALORI MIN COMBINAZIONI SLU E SISMICA 131
FIGURA 5-23. RIEPILOGO SOLLECITAZIONI SUL PARAGHIAIA 137
FIGURA 5-24. MODELLO DI CALCOLO AD ELEMENTI FINITI 140
FIGURA 5-25. SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONI A RIPOSO 141
FIGURA 5-26. SOVRACCARICO ACCIDENTALE SPINGENTE IN CONDIZIONI A RIPOSO 142
FIGURA 5-27. SOVRASPINTA SISMICA (A SINISTRA) E SPINTA INERZIE SISMICHE (A DESTRA) 143
FIGURA 5-28. COMBINAZIONI DI CALCOLO 143
FIGURA 5-29. MOMENTO FLETTENTE M11 – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [KNM/M]) 144
FIGURA 5-31. MOMENTO FLETTENTE M22 – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [KNM/M]) 145
FIGURA 5-32. AZIONE DI TAGLIO V23 – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [KN/M]) 145
FIGURA 5-33. AZIONE ASSIALE F22 – MASSIMO A SINISTRA E MINIMO A DESTRA (VALORI [KN/M]) 146
FIGURA 5-34. ZONE DI VERIFICA IN DIREZIONE 1 146
FIGURA 5-35 ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI 155
FIGURA 5-37. DOCUMENTO AS-BUILT "VIADOTTO RAMPA INTERCONNESSIONE DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+346" – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE SPALLA. 157
FIGURA 5-38. DOCUMENTO AS-BUILT "VIADOTTO RAMPA INTERCONNESSIONE DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+346" – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE CONTRAFFORTI. 157

FIGURA 5-39. DOCUMENTO AS-BUILT "VIADOTTO RAMPA INTERCONNESSIONE DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+346" – SEZIONE ORIZZONTALE CON ARMATURE SPALLA. 158
FIGURA 5-40. DOCUMENTO AS-BUILT "VIADOTTO RAMPA INTERCONNESSIONE DELL'AUTOSTRADA A14 AL KM 14+346" – SEZIONE TRASVERSALE CON ARMATURE PARAGHIAIA. 158
FIGURA 5-43. DETTAGLIO SEZIONE DI ATTACCO TIRANTI 183
FIGURA 6-1. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTO SLU PULVINO 187
FIGURA 6-2. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU PULVINO 187
FIGURA 6-3. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE SLU SETTO 190
FIGURA 6-4. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU SETTO 190
FIGURA 6-5. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO AZIONE ASSIALE SLU SETTO 191
FIGURA 6-6. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTO SLU PULVINO 194
FIGURA 6-7. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU PULVINO 194
FIGURA 6-8. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO MOMENTO FLETTENTE SLU FUSTI 196
FIGURA 6-9. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO TAGLIO SLU FUSTI 196
FIGURA 6-10. PILE - MODELLO FEM – INVILUPPO AZIONE ASSIALE SLU FUSTI 197
FIGURA 7-1. SEZIONE TRASVERSALE DEL MURO ANDATORE 200

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'ampliamento del sottovia autostradale esistente denominato Viadotto Rampa Interconnessione, nell'ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 91T e ubicata indicativamente alla progressiva km 14+346.

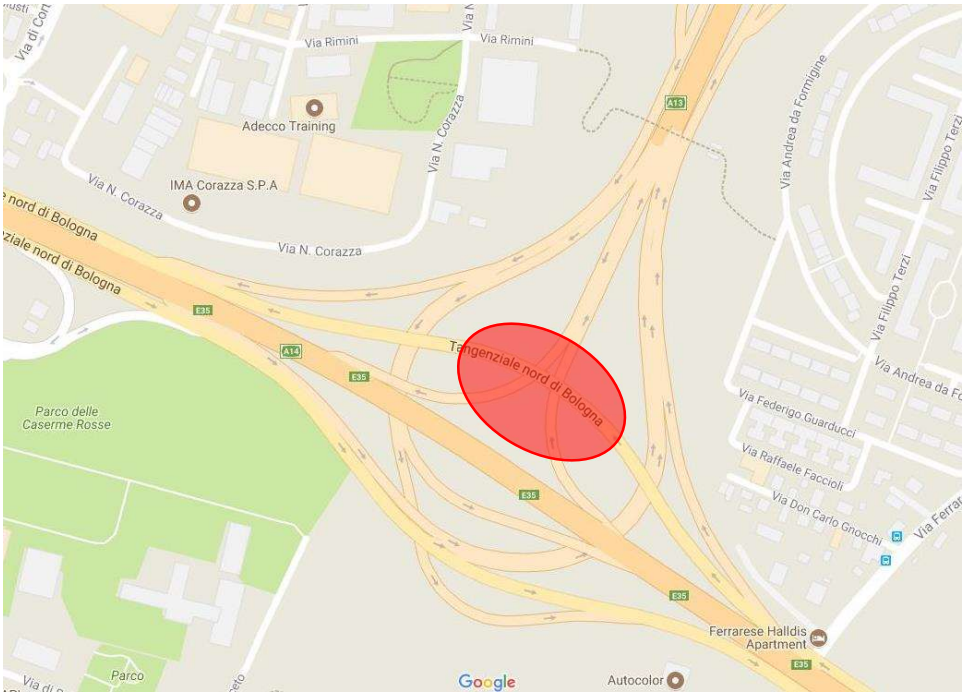


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

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

Figura 1-3. Vista laterale del sottovia esistente

Figura 1-4. Vista intradosso impalcato esistente

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura originaria del ponte è stata realizzata negli anni '60 ed è costituita da un impalcato in C.A.P. a due campate in semplice appoggio su due spalle laterali ed una pila intermedia.

L'impalcato esistente è costituito da due semi-impalcati con luce di calcolo di 19.60 m circa realizzati mediante 4+4 travi in C.A.P. ad "I" di lunghezza 20.40 m, poste ad un interasse di circa 3.00m e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in C.A. gettato in opera di spessore 0.20 m. La sezione trasversale di impalcato è composta da una carreggiata pavimentata di 10.75m di larghezza affiancata da due cordoli di larghezza pari a 0.50m sui quali sono ubicate le barriere di sicurezza stradali.

Per adattarsi alla conformazione del tracciato stradale che nel tratto di ubicazione del ponte presenta una curva planimetrica, i due semi-impalcati presentano un'inclinazione di circa 87° rispetto all'asse appoggi della pila.

La pila è realizzata mediante un pulvino di altezza variabile 0.90÷1.20 m, dimensioni in pianta 10.40 m x 1.60 m, e da due fusti verticali a sezione circolare di diametro Ø1200 mm, posti ad interasse 6.00m ed aventi altezza 6.80 m allo spiccato della fondazione. Quest'ultima è costituita da un plinto poggiante su 18 pali tipo "Franki" di diametro pari a 0.50m e lunghezza 10.00m.

Le spalle sono di tipo tradizionale, costituite da un paramento verticale frontale di altezza 8.50 m (escluso paraghiaia) e poggianti mediante un plinto di fondazione di larghezza 4.00 m e altezza variabile 0.70÷1.00 m, su 24 pali tipo "Franki" di diametro 0.50m e lunghezza totale 14 m.

Il nuovo intervento di adeguamento prevede i seguenti interventi fondamentali:

- ampliamento delle carreggiate Nord e Sud, rispettivamente per 5.22m e 5.94m (valori massimi), per la realizzazione di una terza corsia di marcia e di una corsia di emergenza supplementari, con conseguente allargamento degli impalcati (larghezza totale dell'impalcato pari a 21.32 m – valore massimo);
- allargamento delle spalle e delle relative fondazioni;
- allargamento della pila e delle relative fondazioni;
- inserimento di tiranti nelle spalle esistenti in funzione dei carichi previsti dall'attuale normativa.

L'ampliamento verrà realizzato mediante travi a struttura mista in acciaio-calcestruzzo collegate da traversi in acciaio, semplicemente appoggiate alle spalle e alla pila intermedia mediante appoggi in neoprene armato.

Le travi principali (n.3 per lato) sono profili in acciaio saldati a "doppio T" di altezza totale 950mm, ali (600x40) mm, anima (870x16) mm, solidarizzate alla sovrastante soletta in c.a. mediante pioli tipo "Nelson". La soletta collaborante, spessore complessivo 25cm, verrà gettata su predalles aventi spessore 5 cm.

I traversi sono profili in acciaio saldati a "doppio T" di altezza totale 650 mm, ali (300x30) mm, anima (590x20) mm.

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

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

L'allargamento della struttura della pila sarà costituito da un pulvino superiore di altezza variabile e pianta rettangolare (5.06x1.60) m per la porzione a sud e (5.34x1.60) m per la porzione a nord, sostenuto da un setto con pianta rettangolare similare. Per adeguarsi ai nuovi livelli di sollecitazione, il diametro dei fusti esistenti (Ø1200 mm) sarà aumentato mediante una cerchiatura in cemento armato di 200mm.

Il plinto di fondazione in allargamento ha dimensioni (rispettivamente per la parte nord o sud) 7.30x7.60x2.60(h) m e poggia su 90 micropali Ø240mm di lunghezza 32m e armati con tubolari in acciaio S355 di diametro Ø177.8mm e spessore 10mm.

Per adeguarsi ai nuovi livelli di sollecitazione, il plinto di fondazione esistente sarà allargato per dimensioni totali 11.20x8.40x2.60(h) m con l'inserimento di 40 pali Ø500 di lunghezza 20m.

Le spalle in allargamento sono in cemento armato; la massima altezza allo spiccato della fondazione è di 10.10 m per le spalle lato Nord e 9.23 m per le spalle lato Sud. Il plinto di fondazione ha spessore 1.60m; le fondazioni sono pali di grande diametro, Ø1000mm e L=32.00m.

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

La rampa di accesso al sottovia è su rilevato sostenuto lateralmente da opere di sostegno su fondazione diretta aventi paramento con altezza 6.75m e spessore 1.00m; zattera di fondazione con larghezza 7.00 m e spessore 1.00m.

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.

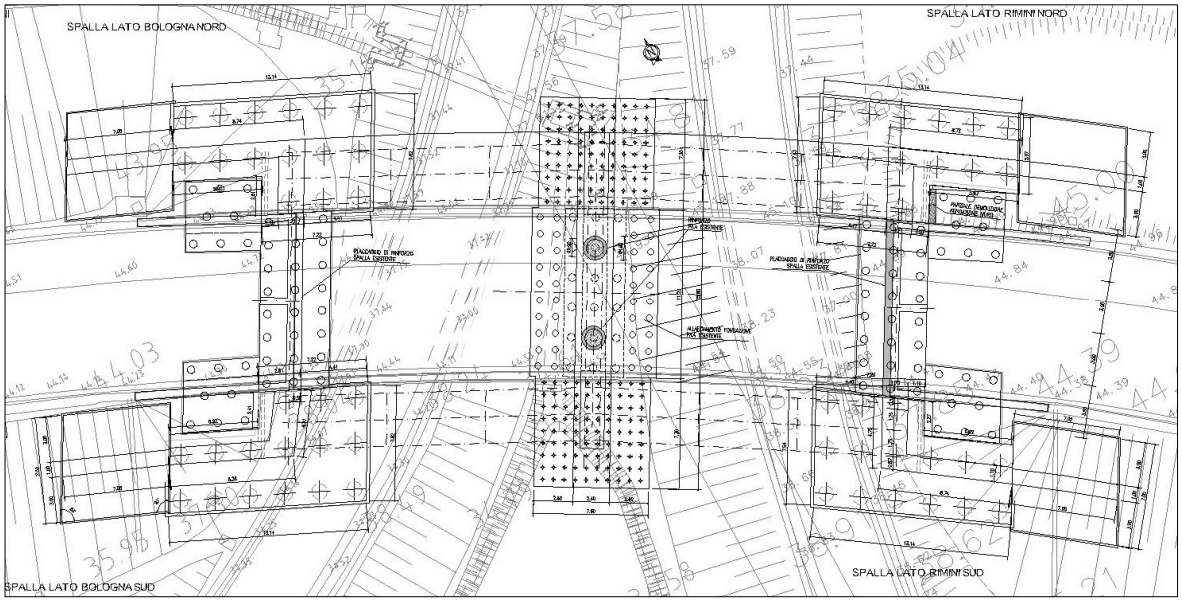


Figura 1-5. Pianta fondazioni

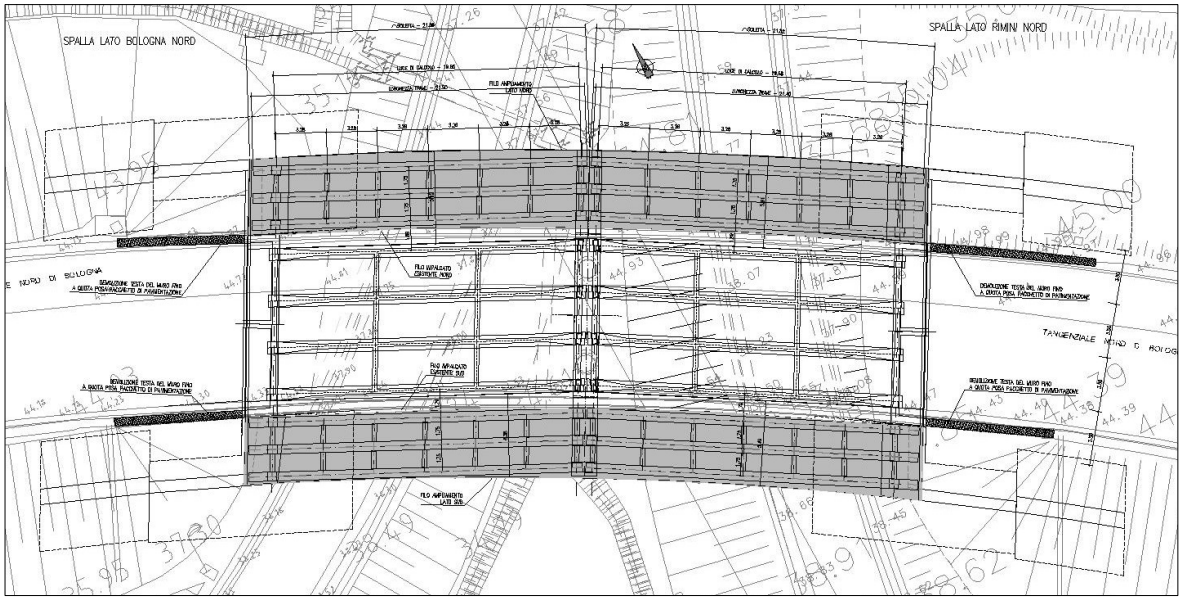


Figura 1-6. Pianta impalcato

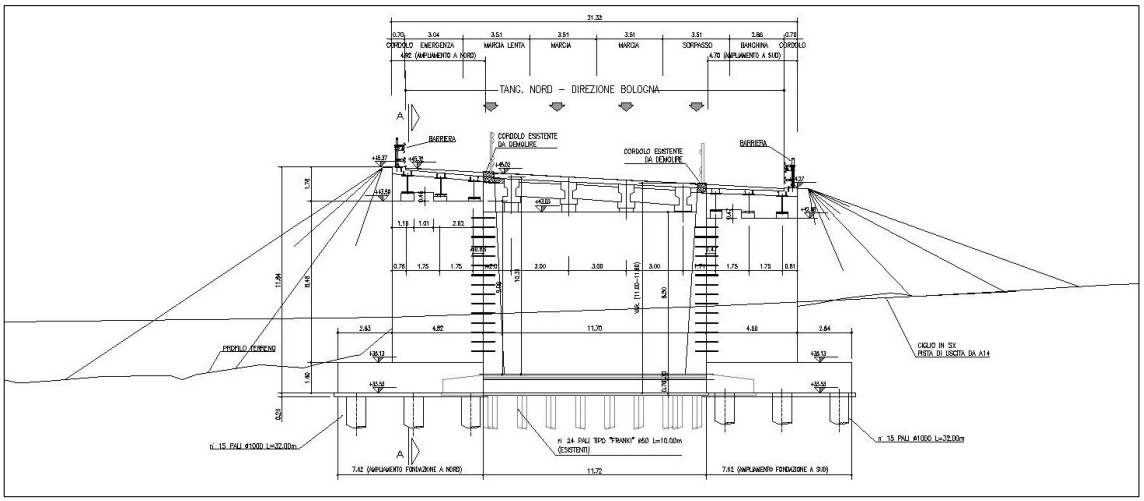


Figura 1-7. Sezione trasversale ampliamento – Lato Rimini

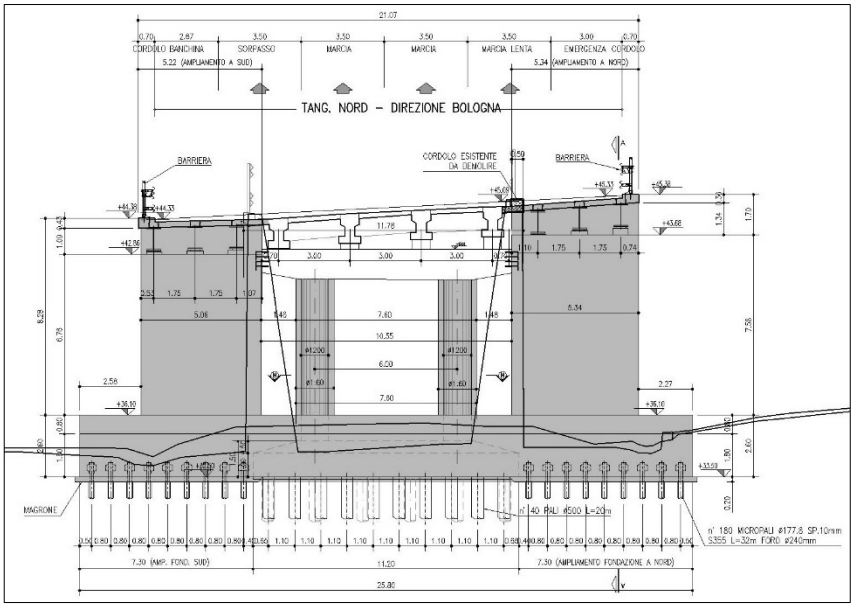


Figura 1-8. Sezione trasversale ampliamento – Pila centrale

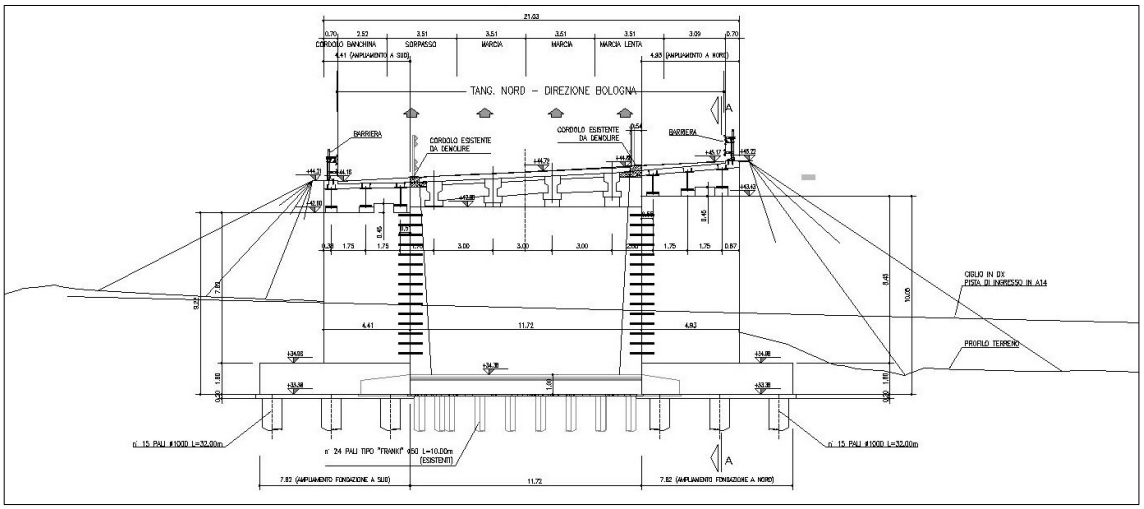


Figura 1-9. Sezione trasversale ampliamento – Lato Bologna

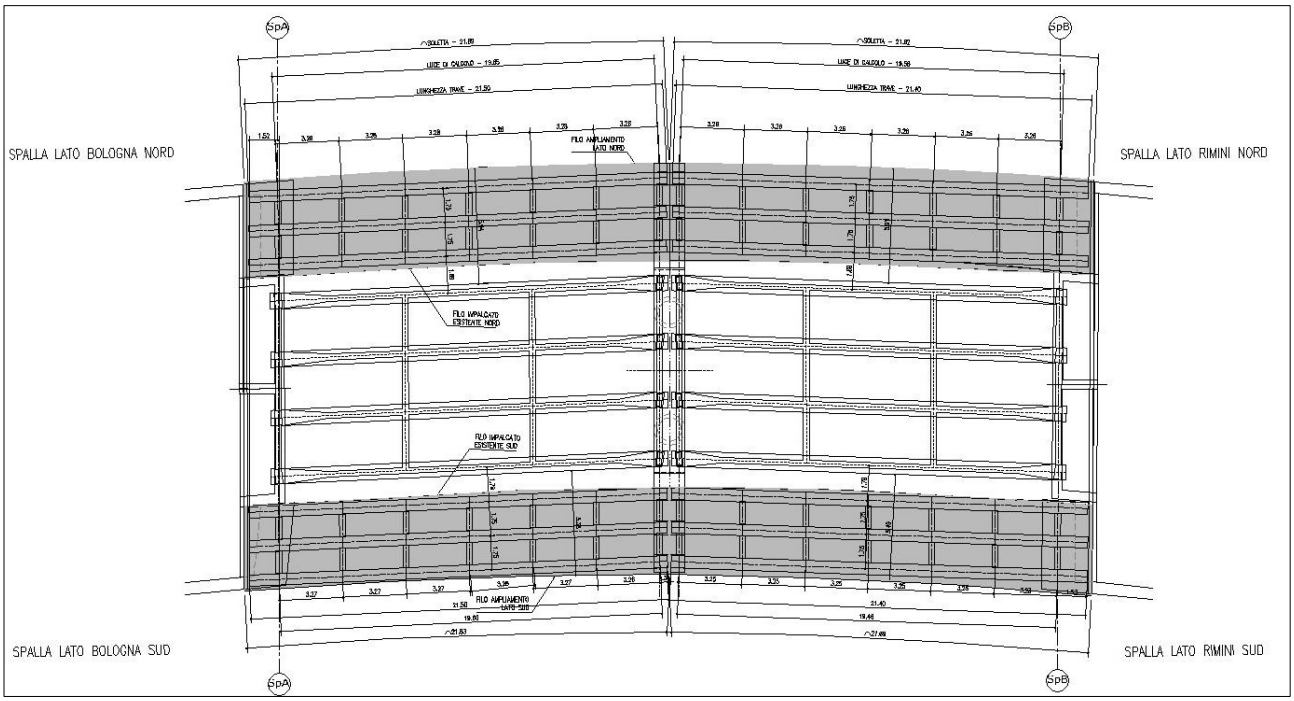


Figura 1-10. Pianta impalcato in ampliamento

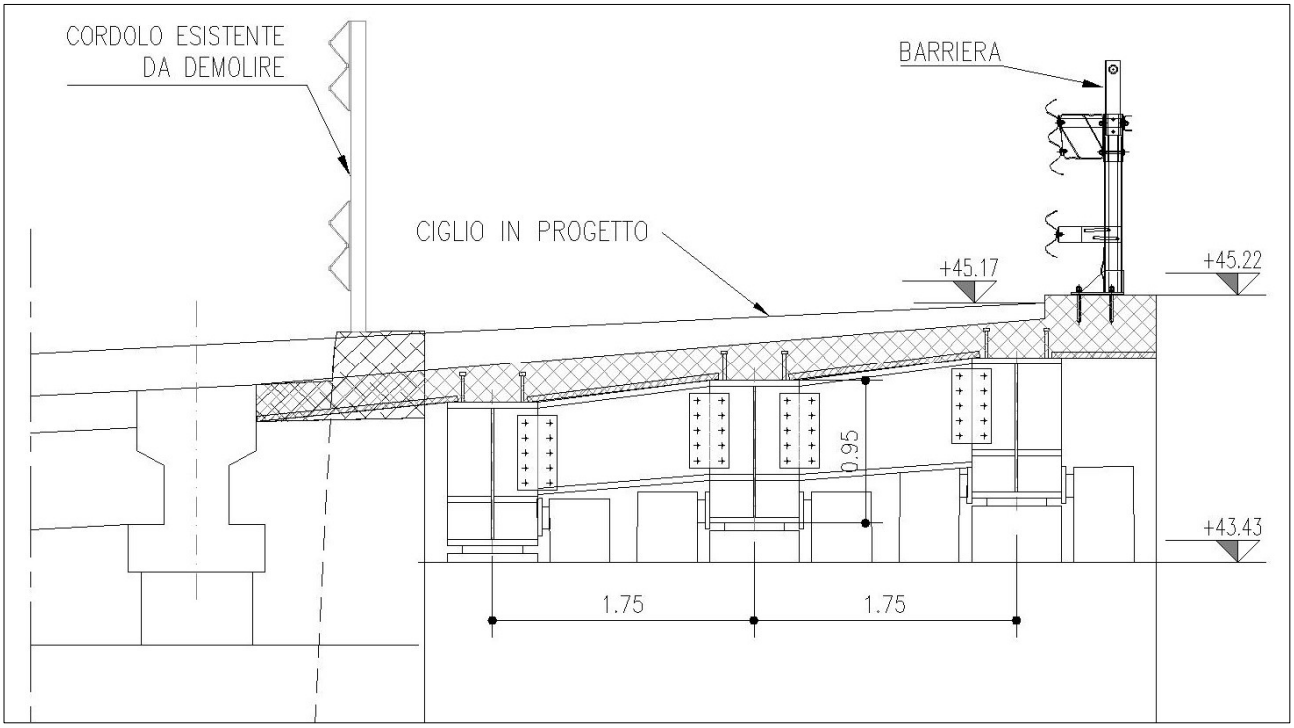


Figura 1-11. Sezione longitudinale trave in ampliamento – Lato Nord

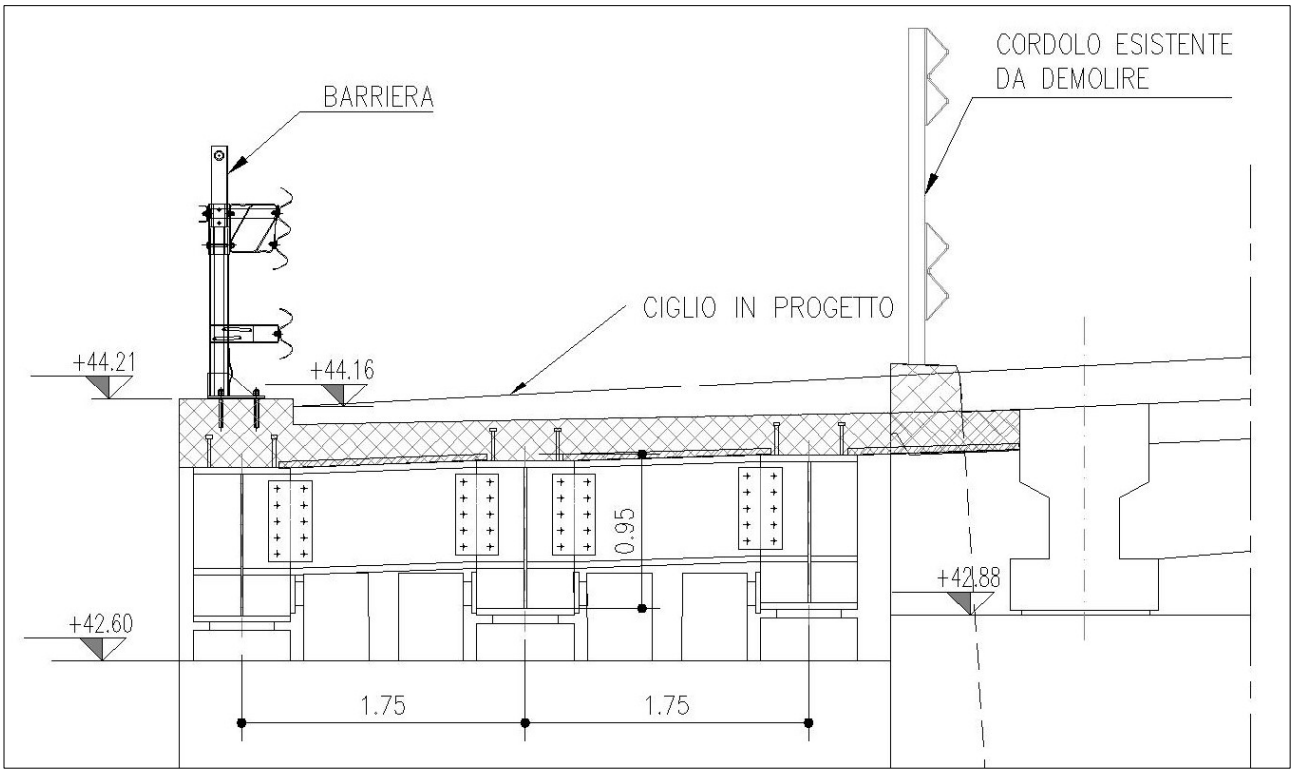


Figura 1-12. Sezione longitudinale trave in ampliamento – Lato Sud

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

[1] D.M. 17/01/2018: "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" – GU n°8 del 17/2/2018.

[2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

[3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.

[4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.

[5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.

[6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.

[7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.

[8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

[9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.

[10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.

[11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.

[12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.

[13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.

[14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.

[15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.

[16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.

[17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.

[18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.

[19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.

[20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.

[21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.

[22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

[23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.

[24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

[26] Autostrade per l'Italia – Direzione sviluppo rete per l'Italia – Ingegneria, Ambiente e Sicurezza – Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate (LG 03/2020).

1.3 CONDIZIONI AMBIENTALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

Tmin = -15 °C

Tmax = 45 °C

Per l'umidità ambientale si assume:

RH = 80 %

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 pertanto 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 1-13. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

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

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

Calcestruzzo per elevazioni spalle e pile: C32/40

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

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

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

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

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

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

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

$f_{yk} \geq 450.0$ MPa

$f_{tk} \geq 540.0$ MPa

$E_S = 210000MPa$

$u_S = 0.3$

Acciaio da precompressione aderente

$f_{ptk} \geq 1860.0$ MPa

$f_{p(1)k} \geq 1670.0$ MPa

$E_S = 205000MPa$

$u_S = 0.3$

Micropali / ancoraggi passivi: carpenteria metallica

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

Acciaio da carpenteria metallica: S355

f_{yk} = 355 MPa

f_{tk} = 510 MPa

E_S = 210000 MPa

u_S = 0.3

Piolatura

Pioli tipo Nelson ϕ22 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

Calcestruzzo dosato a 400kg/mc di cemento tipo 730.

Acciaio tipo Aq50

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

- f_y = 320MPa per acciaio in c.a.
- f_y = 1400MPa per acciaio da c.a.p.
- f_c = 40MPa per calcestruzzo

Sottostrutture

Calcestruzzo per spalle, pila e muri d'ala

Cemento	R730
Dosaggio	300 kg/m^3
Tensione caratteristica cubica	R_{ck} = 20 MPa

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

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

1.4.2.2 *Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti*

Campagna di indagine 2018

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 9 prelievi di carote in cls (9 prove di compressione + carbonatazione);
- 4 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione ;
- 10 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 4 prove di durezza su barre d'armatura;
- 7 indagini paco metriche / sezioni resistenti;

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. Rel-33-rev00-16609-17 "Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 14+346-91T – Rampa interconnessione – Relazione Tecnica" redatto dalla citata società "elletipi srl" ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

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

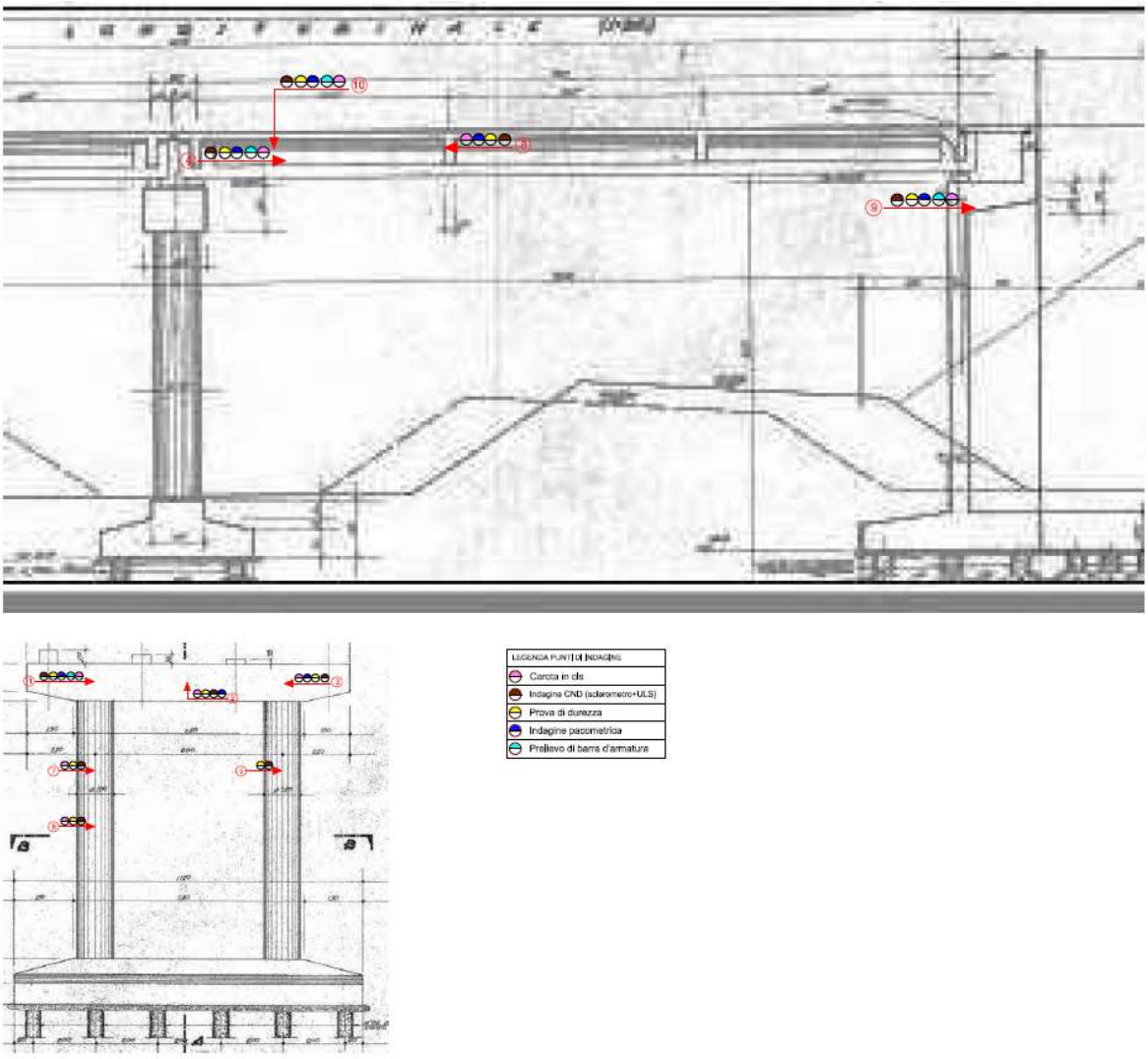
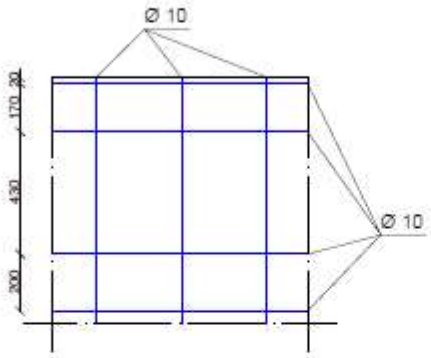


Figura 1-14 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

codice: ID1 elemento: PULVINO (pacometria)

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria.
Rilevati solo ferri superficiali causa rivestimento di spessore maggiore 5 cm.

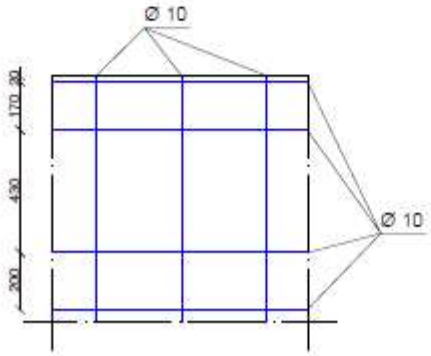
Barre longitudinali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	170÷430 mm
ricoprimento:	50÷62 mm
Barre verticali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	N.R.
ricoprimento:	56÷62 mm



codice: ID2 elemento: PULVINO (pacometria)

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria.
Rilevati solo ferri superficiali causa rivestimento di spessore maggiore 5 cm.

Barre longitudinali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	170÷430 mm
ricoprimento:	50÷62 mm
Barre verticali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	N.R.
ricoprimento:	56÷62 mm



Commessa n. 16609-17 | Tavola n. A4-02-01 | Rev. n. 00 | scala --- | quote in ---
Committente SPEA Engineering spa | Titolo PACOMETRIE | Emesso Ing. Alfredo Manghetti
Oggetto INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+846 - IT - RAMPA INTERCONNESSIONE | Approvato Ing. Stefano Franceschini

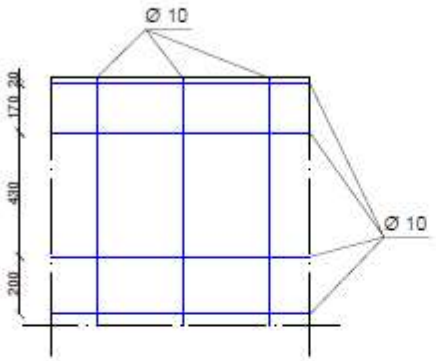
elletipi srl LABORATORIO PROVE MATERIALI
Geologia e Laboratorio:
Via A. Zucchetto 60 - 44122 Ferrara
Tel. 0532/66771 - Fax 0532/66818
www.elletipi.it info@elletipi.it

Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/4

codice: ID3 elemento: PULVINO (pacometria)

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria.
Rilevati solo ferri superficiali causa rivestimento di spessore maggiore 5 cm.

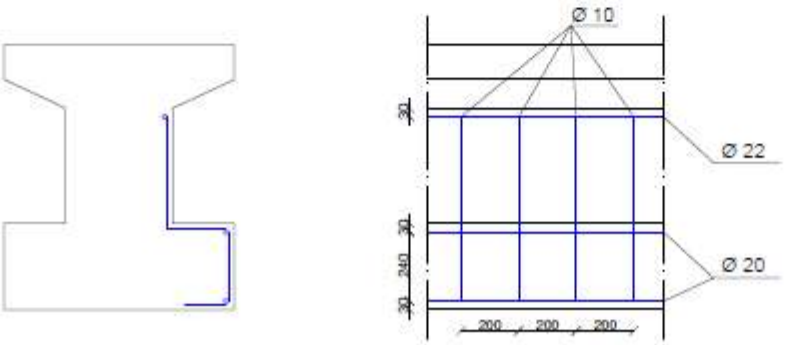
Barre longitudinali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	170÷430 mm
ricoprimento:	50÷62 mm
Barre verticali	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	N.R.
ricoprimento:	56÷62 mm



codice: ID4 elemento: TRAVE (pacometria)

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria

Staffe	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	200 mm
ricoprimento:	18÷20 mm
Barre orizzontali	
diametro:	Ø 20÷22 mm
tipo:	N.R.
passo:	240 mm
ricoprimento:	37÷48 mm



Commessa n. 16609-17 | Tavola n. A4-02-02 | Rev. n. 00 | scala — | quote in
Committente SPEA Engineering spa | Titolo PACOMETRIA | Emesso Ing. Alfredo Manghetti
Oggetto INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+346 - IRT - RAMPA INTERCONNESSIONE | Approvato Ing. Stefano Franceschini

elletipi srl LABORATORIO PROVE MATERIALI
Sede legale e Laboratorio: Via A. Zucchetto - 44122 Ferrara
Tel. 0532/66771 - Fax. 0532/66810
www.elletipi.it info@elletipi.it

Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/4

codice: ID8 elemento: TRAVERSO (pacometria)

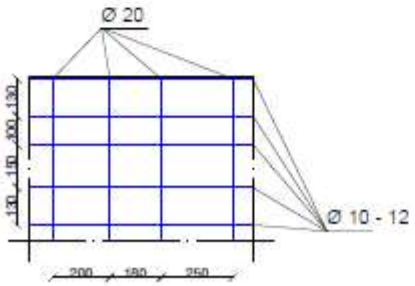
Staffe	
diametro:	
tipo:	
passo:	
ricoprimento:	
Barre verticali	
diametro:	
tipo:	
passo:	
ricoprimento:	

NOTE: A causa dell'elevato spessore dello strato di ricoprimento di ripristino non e' possibile individuare e campionare le barre d'armatura originali.

codice: ID9 elemento: SPALLA (pacometria)

Barre verticali	
diametro:	Ø 20 mm
tipo:	N.R.
passo:	180÷250 mm
ricoprimento:	7÷10 mm
Barre orizzontali	
diametro:	Ø 10 - 12 mm
tipo:	N.R.
passo:	100÷150 mm
ricoprimento:	30÷58 mm

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria



Commessa n. 16609-17 | Tavola n. A4-02-03 | Rev. n. 00 | scala -- | quota in ----
Committente SPEA Engineering spa | Titolo PACOMETRIA | Emesso Ing. Alfredo Manghetti
Oggetto INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+940 - A1T - RAMPA INTERCONNESSIONE | Approvato Ing. Stefano Franceschini

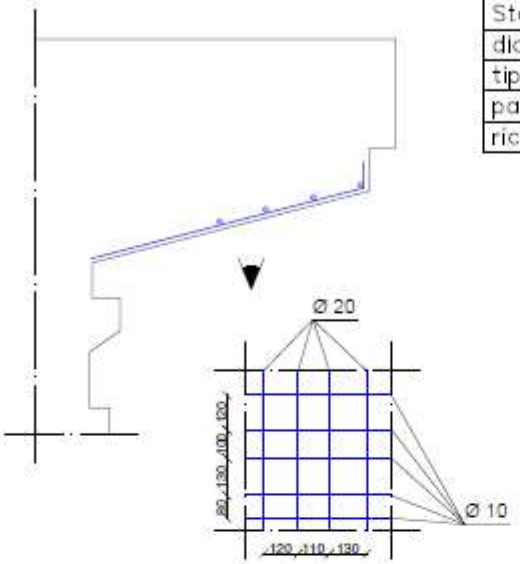
elletipi srl LABORATORIO PROVE MATERIALI
Geologia e Laboratorio
Via A. Zucchelli 69 - 44122 Ferrara
Tel. 0532 206711 - Fax 0532 206719
SPEA Engineering spa

Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 3/4

codice: ID10 elemento: SOLETTA (pacometria)

NOTE: dimensioni ferri stimati da pacometria

Barre longitudinali	
diametro:	Ø 20
tipo:	N.R.
passo:	110 - 130 mm
ricoprimento:	22÷46 mm
Staffe	
diametro:	Ø 10 mm
tipo:	N.R.
passo:	80 - 130 mm
ricoprimento:	6÷15 mm



codice: elemento:

Barre longitudinali	
diametro:	
tipo:	
passo:	
ricoprimento:	
Barre verticali	
diametro:	
tipo:	
passo:	
ricoprimento:	

Commessa n. 16609-17 | Tavola n. A4-02-04 | Rev. n. 00 | scala -- | quote in ----
Committente SPEA Engineering spa | Titolo PACOMETRIA SEZIONE RESISTENTE | Emesso Ing. Alfredo Manghetti
Oggetto INDAGINI SPECIALISTICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI PRESSO PK 14+346 - 91T - RAMPA INTERCONNESSIONE | Approvato Ing. Stefano Franceschini

elletipi srl - LABORATORIO PROVE MATERIALI
Sede legale e Laboratorio: Via A. Zucchinetti - 44122 Ferrara
Tel. 0532/66771 - Fax 0532/66818
www.elletipi.it info@elletipi.it

Figura 1-18 – 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. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC

Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC

Organismo Notificato n° 1398 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE:	SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO:	VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE:	pk: 14+346 91T rampa interconnessione
COMMESSA:	16609/17
CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO
DATA PRELIEVO:	17/07/2018
CERTIFICATO n°:	52747/18 Rev 0 del: 24/07/2018
DATA PROVE:	24/07/2018

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO

Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di Rottura	$f_{C\lambda}$	R_{C1}	penetrazione CO_2
		Diametro	Lunghezza	$\lambda = L / D$					
		[mm]	[mm]		[kg/mc]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[mm]
PULVINO	1	94	90	0.96	2201	245.4	35.4	**34.7**	5
PULVINO	2	94	97	1.03	2280	366.8	52.9	**53.5**	9
PULVINO	3	94	99	1.05	2329	391.8	56.5	**57.6**	4
TRAVE	4	74	74	1.00	2404	202.5	47.1	**47.1**	2
FUSTO PILA	6	74	72	0.97	2244	147.6	34.3	**33.9**	0
FUSTO PILA	7	74	73	0.99	2341	129.7	30.2	**30.0**	0
TRAVERSO	8	74	74	1.00	2451	107.5	25.0	**25.0**	13
SPALLA	9	94	94	1.00	2368	474.5	68.4	**68.4**	2
SOLETTA	10	74	73	0.99	2628	123.7	28.8	**28.6**	9

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 rettifica

$f_{C\lambda}$ resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ

$R_{C1} = f_{C\lambda} \times 2.5 / (1.5+1/\lambda)$ resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica

Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 -624

Emesso:
ing. Alfredo Mangherini

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

Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

elletipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it

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

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G. VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk: 14+346 - 91T
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 17/07/18
PARTE D'OPERA: TRAVI-TRAVERSO - SOLETTA - SPALLA
CERTIFICATO n°: 52749/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 24/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI ULTRASUONI 55khz spazio (L) [cm]	tempo (T) [us]	velocità (V) [m/s]	Misura	SCLEROMETRO SCLEROMETRO SCHMIDT - N valori misurati in sito 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Is medio	Rc CAROTA [MPa]	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003 [MPa]	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951 [MPa]	Rc STIMATA [MPa]
ID4 - TRAVE	20	51.20	**4297**	INDIRETTA	48	48	44	44	46	46	46	44	48	48	**46.2**	47.4	43.5	43.8	**44.2**
ID8 - TRAVERSO	20	71.20	**3090**	INDIRETTA	32	32	34	34	34	36	36	36	32	36	**34.2**	25.0	12.7	25.9	**33.0**
ID9 - SPALLA	20	48.20	**4564**	INDIRETTA	56	56	56	58	58	56	58	58	60	57	**57.3**	68.4	59.1	62.7	**55.7**
ID10 - SOLETTA	20	70.30	**3129**	INDIRETTA	34	32	32	34	36	36	34	32	32	32	**33.4**	28.6	13.1	24.8	**32.7**

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12504-2
Is indica l'indice di rimbalzo sclerometrico dell'i-esimo punto di indagine calcolato come mediana su 10 valori misurati in situ
La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale
Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132
Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
L indica la lunghezza del pecorso
T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L
V indica è la velocità dell'impulso
Codice interno strumentazione utilizzata: 126
Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12504/1:2009
Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati = 1
Rc indica la resistenza cubica a compressione.
Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 361 - 521 -624

Emesso:
Ing Alfredo Manghetini

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

elletipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it

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

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 826149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE: SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G. VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk: 14+346 - 91 T RAMPA INTERCONNESSIONE
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVA: 17/07/18
PARTE D'OPERA: PULVINO - PILA
CERTIFICATO n°: 52748/18 elaborato numerico revisione 00 emessa il 24/07/18

PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO

Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI ULTRASUONI 55khz spazio (L) [cm]	tempo (T) [us]	velocità (V) [m/s]	Misura	SCLEROMETRO SCLEROMETRO SCHMIDT - N valori misurati in sito 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Is medio	Rc CAROTA [MPa]	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003 [MPa]	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951 [MPa]	Rc STIMATA [MPa]
ID1 -PULVINO	20	55.20	**3986**	INDIRETTA	42	42	38	38	36	36	38	42	42	40	**39.4**	34.7	30.5	33.3	**32.4**
ID2 - PULVINO	20	49.20	**4472**	INDIRETTA	48	48	50	50	48	50	52	52	52	50	**50.0**	53.5	53.2	50.0	**44.0**
ID3 - PULVINO	20	47.30	**4651**	INDIRETTA	54	54	56	56	54	56	56	54	56	54	**55.0**	57.6	65.2	58.6	**48.1**
ID-5 - FUSTO PILA	20	54.60	**4029**	INDIRETTA	38	42	42	42	38	38	38	38	42	40	**39.8**	\\\	32.1	33.9	**35.2**
ID6 - FUSTO PILA	20	57.30	**3839**	INDIRETTA	38	40	40	40	36	36	36	36	40	42	**38.4**	33.9	26.0	31.8	**33.2**
ID7 - FUSTO PILA	20	59.10	**3723**	INDIRETTA	38	36	36	38	36	34	36	34	36	38	**36.2**	30.0	22.9	28.7	**31.2**

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12504-2
Is indica l'indice di rimbalzo sclerometrico dell'i-esimo punto di indagine calcolato come mediana su 10 valori misurati in situ
La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale
Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132
Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
L indica la lunghezza del pecorso
T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L
V indica è la velocità dell'impulso
Codice interno strumentazione utilizzata: 126
Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12504/1:2009
Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati = 1
Rc indica la resistenza cubica a compressione.
Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 361 - 521 -624

Emesso:
Ing Alfredo Manghetini

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

Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

elletipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it
sito:www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec.n. 6000208 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec.n. 6672 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 824149 del 22/09/2004 del Ministero delle Attività Produttive) riconosciuto ai sensi della dir. 305/2011, DM 156/2003

la soutech

Azienda con Sistemi di Gestione certificati da Certiquality
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: pk: 14+346 - 91T
COMMESSA: 16609/17

CAMPIONE: BARRE DI ARMATURA
DATA PRELIEVO: 17/07/2018

CERTIFICATO n°: 52751/18
DATA PROVE: 24/07/2018
Rev 0 del: 24/07/2018

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

Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D	Φ	L	m_v	F_y	F_t	f_y	f_t	f_t / f_y	ε
			[mm]	[mm]	[mm]	[kg/mc]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[--]	[%]
PULVINO	1	T.L.	14	13.94	384.00	7781.81	52.28	84.17	342.6	551.6	1.61	18.3
TRAVE	4	T.L.	10	10.18	485.00	8138.23	28.14	40.26	345.6	494.5	1.43	31.2
SPALLA	9	T.L.	16	15.47	420.00	7341.97	72.00	104.46	382.9	555.5	1.45	21.8
SOLETTA	10	T.L.	8	7.17	410.00	6307.97	16.78	22.86	415.4	566.0	1.36	15.5

Note:
**staffa fortemente ossidata con conseguente riduzione della sezione.*
D diametro nominale della barra misurato con tecniche di misura dirette
Φ diametro equipesante utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³
T.L. barre d'armatura di tipo tondo liscio
A.M. barre d'armatura ad aderenza migliorata
Codice strumentazione interna 882-1121-222B

Emesso:
ing. Alfredo Manghierini

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

Figura 1-21 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

elletipi s.r.l.
Via Annibale Zucchini, 69 - 44122 FERRARA
tel. 0532/56771 – fax 0532/56119
P. IVA e Codice Fiscale n. 00174600387
e-mail: info@elletipi.it; segreteria@pec.elletipi.it sito:www.elletipi.it

Laboratorio Materiali da Costruzione autorizzato con Dec. n. 0000006 del 27/01/2015, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolare Ministeriale 7617/STC
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC
Organismo Notificato n° 1308 (DM 626149 del 22/03/2004 del Ministero delle Attività Produttive) (rinnovata ai sensi della circ. 305/2011, DM 156/2003

COMMITTENTE SPEA ENGINEERING S.P.A.
INDIRIZZO: VIA G.VIDA,11 - 20127 MILANO (MI)
CANTIERE: pk: 14+346 - 91T
COMMESSA: 16609/17

DATA PROVE: 17/07/18
PARTE D'OPER BARRE ARMATURA
CERTIFICATO n 52750/18 revisione 00 emessa il : 24/07/2018

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO

progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE [MPa]
ID1	PULVINO	staffa	163.9	163.7	551
			162.8		
			164.3		
ID4	TRAVE	staffa	145.3	145.5	493
			146.3		
			144.9		
ID9	SPALLA	barra	164.7	165.1	555
			164.3		
			166.3		
ID10	SOLETTA	staffa	170.0	170.2	566
			169.2		
			171.3		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A956/2002

Emesso:
ing. Alfredo Mangherini

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

Figura 1-22 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

Campagna di indagine 2020

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

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

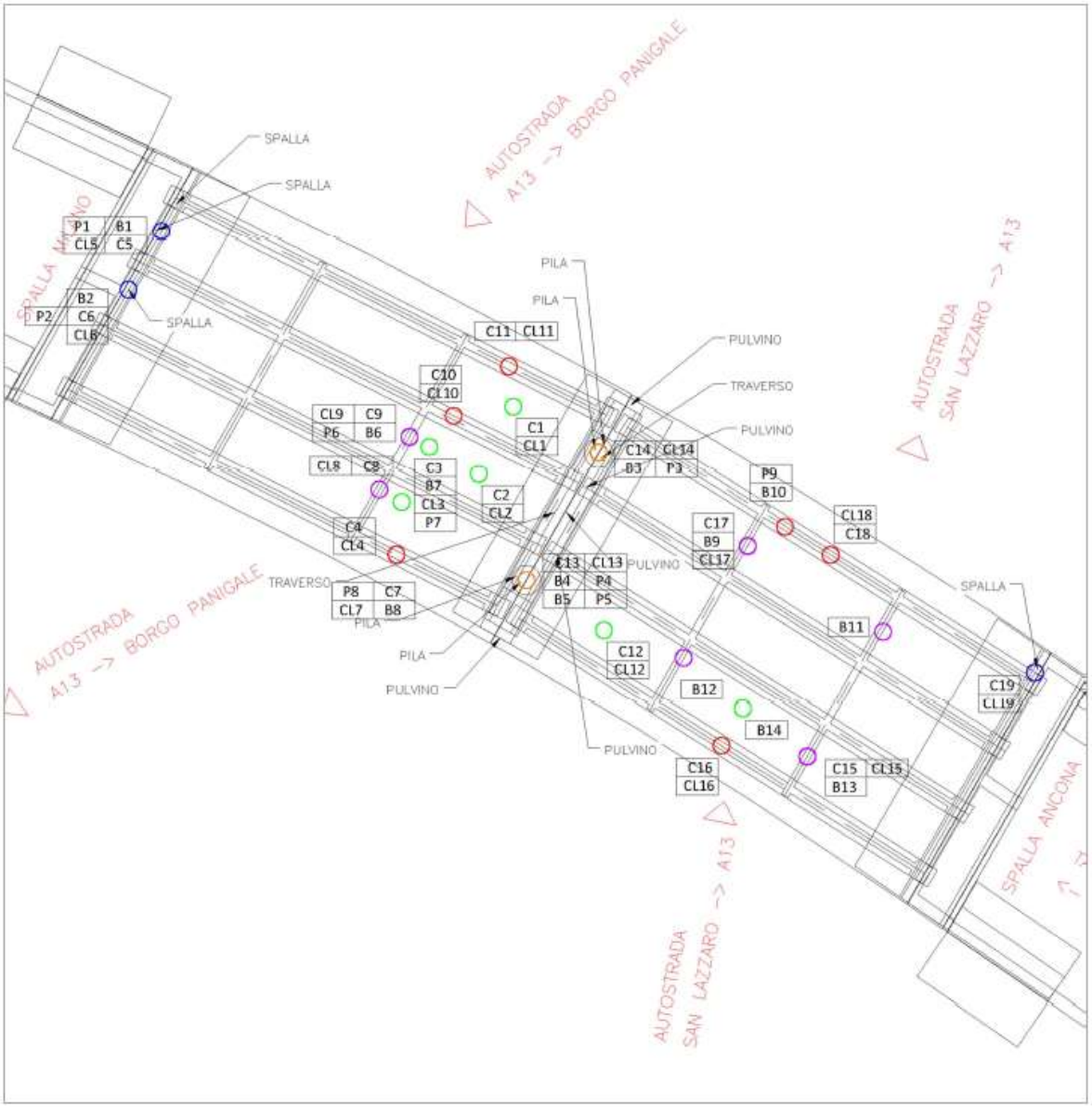
- N°19 carotaggi meccanici compresa carbonatazione;
- N°19 prove penetrazione ioni cloruro;
- N°14 prelievo barre di armatura;
- N°9 indagini pacometriche.

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

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel documento "Opera 13: Sottovia rampa di interconnessione 91T – Autostrada A13 (BO) – km 014+346 – Rev.0 – 12/10/2020" 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.

PLANIMETRIA INDAGINI ESEGUITE



Planimetria indagini

Figura 1-23 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

CAROTAGGI				
IDENTIFICATIVO CAROTAGGIO	RAPPORTO H/D	RESISTENZA CUBICA A COMPRESSIONE Rck (N/mm²)	MASSA VOLUMICA (Kg/m³)	CARBONATAZIONE (mm)
C 1	1,03	58,38	2364,90	20
C 2	1,01	57,68	2374,73	22
C 3	1,01	48,16	2458, 43	18
C 4	1	43,18	2400,54	0
C 5	1	38,35	2343,98	22
C 6	2	29,96	2386,40	0
C 7	1	51,50	2359,69	16
C 8	2	36,82	2351,83	20
C 9	2	33,01	2378, 54	20
C 10	1,01	69,11	2424,33	15
C 11	2	48,99	2354,98	5
C 12	1	62,88	2444,53	10
C 13	1	36,37	2306,27	10
C 14	1	39,24	2343,98	15
C 15	1	46,77	2362,83	10
C 16	1	27,47	2372,26	10
C 17	1	48,40	2447,67	5
C 18	1	46,52	2409,96	5
C 19	1	40,82	2409,96	30

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	λ	Ceff. correl.
		Ø	h	superficie	volume	peso					
		mm	mm	mm²	cm³	g	Kg/m³	N	N/mm²		
C1	NON DICHIARATA	74	76,0	4301	327	773	2.364,90	251.080	58,38	1,03	1,01
C2	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	766	2.374,73	248.090	57,68	1,01	1,01
C3	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	793	2.458,43	207.110	48,16	1,01	1,01
C4	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	764	2.400,54	185.730	43,18	1,00	1,00
C5	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	746	2.343,98	164.920	38,35	1,00	1,00
C6	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1519	2.386,40	128.860	29,96	2,00	1,25
C7	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	751	2.359,69	221.490	51,50	1,00	1,00
C8	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1497	2.351,83	158.360	36,82	2,00	1,25
C9	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1514	2.378,54	141.990	33,01	2,00	1,25
C10	NON DICHIARATA	74	75,0	4301	323	782	2.424,33	297.220	69,11	1,01	1,01
C11	NON DICHIARATA	74	148,0	4301	637	1499	2.354,98	210.700	48,99	2,00	1,25
C12	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	778	2.444,53	270.430	62,88	1,00	1,00
C13	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	734	2.306,27	156.420	36,37	1,00	1,00
C14	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	746	2.343,98	168.760	39,24	1,00	1,00

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.

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni carota					massa volumica carota	carico di rottura	carico unitario fc	λ	Ceff. correl.	Rc corretto
		Ø	h	superficie	volume	peso						
		mm	mm	mm²	cm³	g	Kg/m³	N	N/mm²			N/mm²
C15	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	752	2.362,83	201.130	46,77	1,00	1,00	46,77
C16	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	755	2.372,26	118.140	27,47	1,00	1,00	27,47
C17	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	779	2.447,67	208.180	48,40	1,00	1,00	48,40
C18	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	767	2.409,96	200.060	46,52	1,00	1,00	46,52
C19	NON DICHIARATA	74	74,0	4301	318	767	2.409,96	175.570	40,82	1,00	1,00	40,82

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.

Figura 1-24 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Carotaggi meccanici: determinazione della resistenza a compressione

PRELIEVO BARRE							
IDENTIFICATIVO PRELIEVO	MASSA LIN. (g/m)	DIAM. EQUIP. (mm)	SEZIONE EFFET. (mm^2)	ALLUNG. A5 (%)	$f_y - f_{0,2}$ (N/mm^2)	f_T (N/mm^2)	f_T / f_y
B1	1210,81	14,01	154,24	14,10	406,40	574,20	1,41
B2	921,88	12,23	117,44	12,50	454,30	546,70	1,20
B3	3527,50	23,92	449,36	13,90	388,40	575,10	1,48
B4	3502,44	23,83	446,17	14,30	317,00	494,70	1,56
B5	3575,00	24,08	455,41	14,80	351,70	545,60	1,55
B6	1214,09	14,03	154,66	13, 1	454,50	553,30	1,22
B7	1232,69	14,14	157,03	13,30	506,70	612,60	1,21
B8	629,12	10,10	80, 14	7,90	507,70	616,50	1,21
B9	1242,27	14,19	158,25	13,8	508,0	616,6	1,21
B10	634,21	10,14	80,79	10,6	474,8	576,4	1,21
B11	1247,37	14,22	158,90	13,9	490,0	608,7	1,24
B12	1233,87	14,15	157,18	14,5	523,5	627,2	1,20
B13	1223,09	14,08	155,81	14,1	520,0	613,9	1,18
B14	2045,94	18,22	260,63	15,0	487,0	629,7	1,29

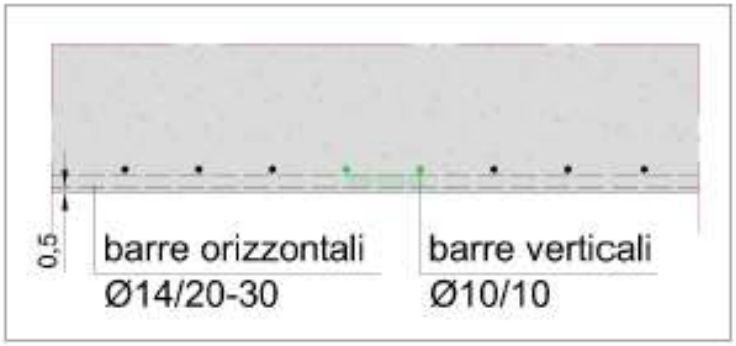
SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*		fy		ft	
		mm	mm	g	mm²	mm	N	N/mm²	N	N/mm²	%
B1	NON DICHIARATA	14	370	448	154,24	14,01	62.680	406,4	88.560	574,2	14,1
B2	NON DICHIARATA	12	384	354	117,44	12,23	53.350	454,3	64.200	546,7	12,5
B3	NON DICHIARATA	24	400	1411	449,36	23,92	174.530	388,4	258.430	575,1	13,9
B4	NON DICHIARATA	24	410	1436	446,17	23,83	141.420	317,0	220.700	494,7	14,3
B5	NON DICHIARATA	24	400	1430	455,41	24,08	160.150	351,7	248.480	545,6	14,8
B6	NON DICHIARATA	14	369	448	154,66	14,03	70.300	454,5	85.570	553,3	13,1
B7	NON DICHIARATA	14	361	445	157,03	14,14	79.570	506,7	96.200	612,6	13,3
B8	NON DICHIARATA	10	364	229	80,14	10,10	40.690	507,7	49.410	616,5	7,9

SIGLA CAMPIONE	STRUTTURA DI PRELIEVO	dimensioni barre acciaio					carico di snervamento	carico unitario snervam.	carico di rottura	carico unitario rottura	Allungamento
		Ønom	lungh.	peso	area	Øeq.*		fy		ft	
		mm	mm	g	mm²	mm	N	N/mm²	N	N/mm²	%
B9	NON DICHIARATA	14	388	482	158,25	14,19	80.390	508,0	97.580	616,6	13,8
B10	NON DICHIARATA	10	380	241	80,79	10,14	38.360	474,8	46.570	576,4	10,6
B11	NON DICHIARATA	14	380	474	158,90	14,22	77.860	490,0	96.720	608,7	13,9
B12	NON DICHIARATA	14	372	459	157,18	14,15	82.280	523,5	98.580	627,2	14,5
B13	NON DICHIARATA	14	381	466	155,81	14,08	81.020	520,0	95.650	613,9	14,1
B14	NON DICHIARATA	18	370	757	260,63	18,22	126.930	487,0	164.110	629,7	15,0

Figura 1-25 – Indagini 2020 su strutture esistenti – Estrazione barre di armatura: determinazione della resistenza a trazione

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 1
SPALLA IN C.A.	LATO MILANO

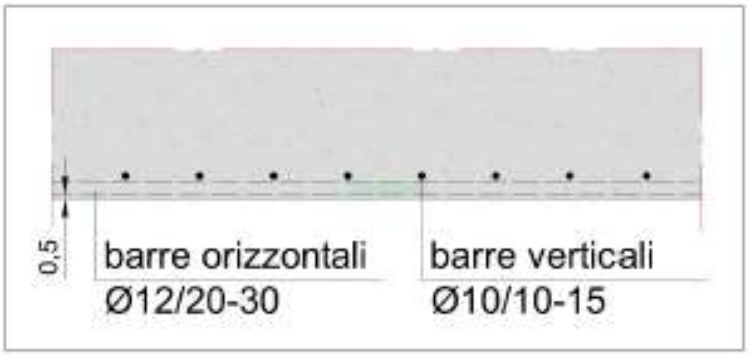
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e con corrosione diffusa. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 2
SPALLA IN C.A.	LATO MILANO

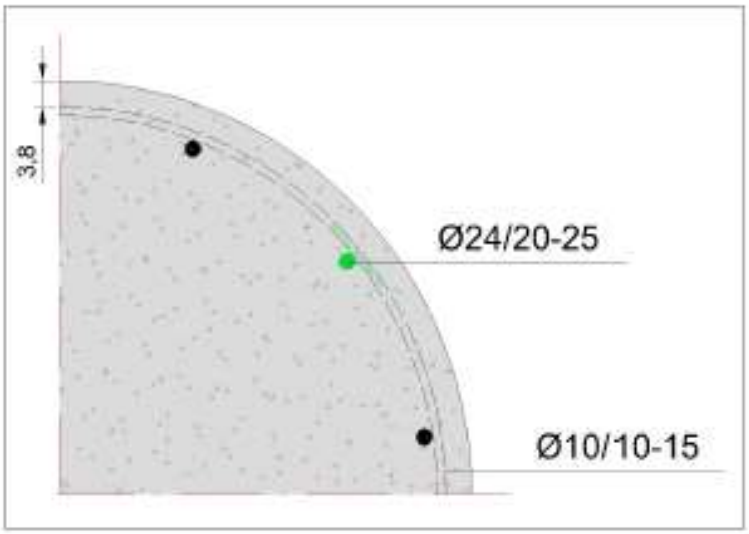
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e corrosi. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 3
PILA IN C.A.	DIR. SAN LAZZARO

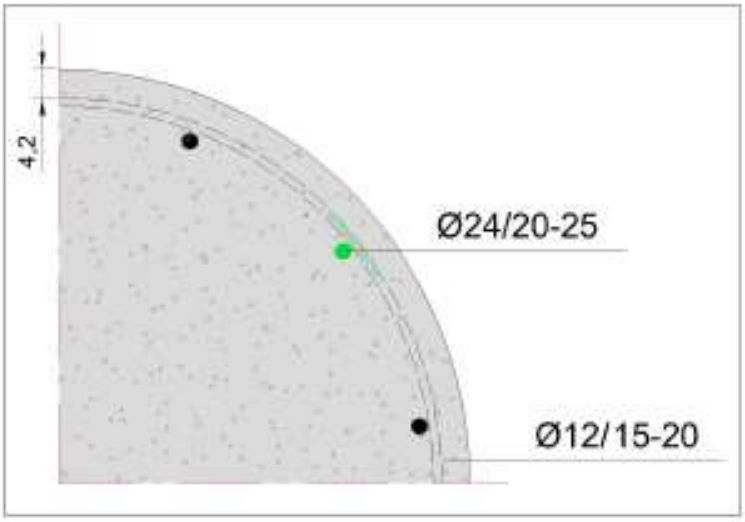
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci, con ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 4 – P 5
PILA IN C.A.	DIR. BORGO PANIGALE

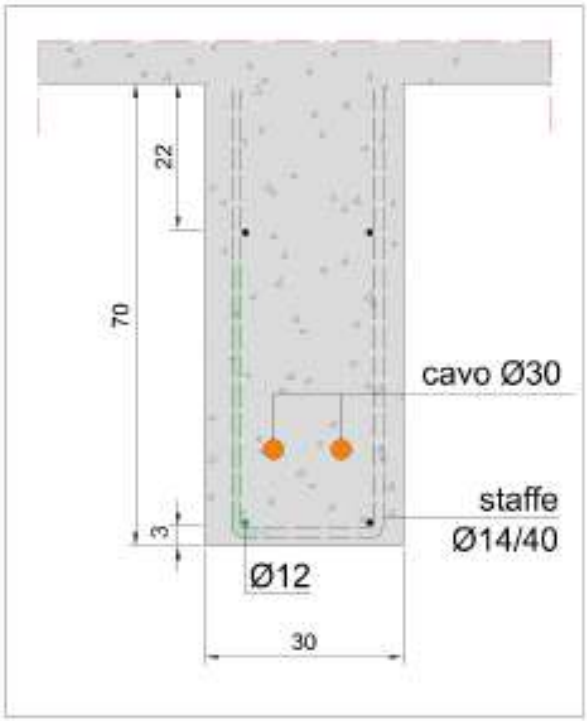
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci e in buono stato di conservazione. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 6
TRAVERSO IN C.A.	

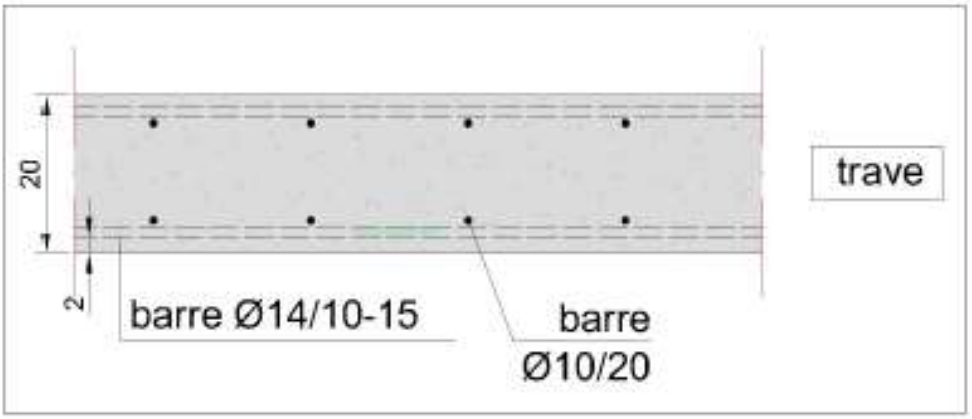
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci, con presenza di ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 7
SOLETTA IN C.A.	

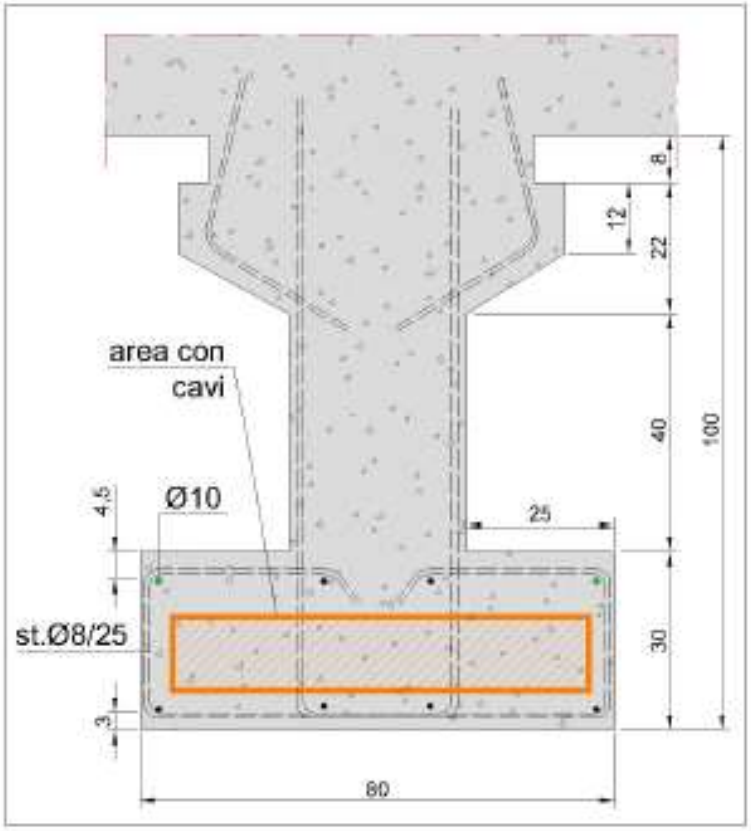
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci, con presenza di ruggine localizzata. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 8
TRAVE IN C.A.	LATO DIREZIONE BORGO PANIGALE

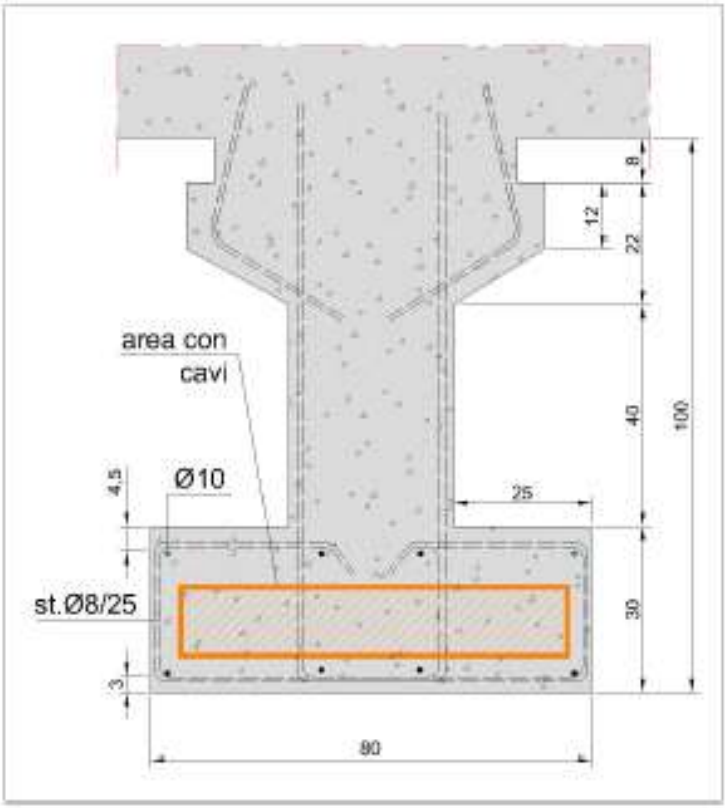
NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci, con presenza di ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

DESCRIZIONE DELLA PROVA	P 9
TRAVE IN C.A.	LATO DIREZIONE SAN LAZZARO

NOTE: È stato rilevato: i ferri risultano lisci, con presenza di ossidazione superficiale. Tramite indagine Georadar sono state rilevate le posizioni delle armature, con indagine pacometrica sono stati stimati i diametri.



Sezione area di indagine

Figura 1-26 – 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 ***indagini limitate*** in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e ***prove limitate*** in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini estese*** in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con ***prove limitate*** in situ; in alternativa da ***prove estese*** in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini esaustive*** in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con ***prove estese*** in situ; in alternativa da ***prove esaustive*** in situ	Tutti	1,00

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

Figura 1-27 – 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 $\{x_1, x_2, \ldots, x_n\}$ della grandezza di interesse (resistenza a compressione del calcestruzzo, tensione di snervamento e di rottura dell'acciaio dolce e dell'acciaio armonico), ne sono calcolate media e deviazione standard campionarie dei logaritmi:

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

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

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

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

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

1.4.2.5 *Valori di progetto delle caratteristiche dei materiali esistenti*

Sulla base de:

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

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

L'analisi è condotta separatemente per:

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

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*soletta*	
Materiale:	*calcestruzzo*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
C1	58,38	
C2	57,68	
C3	48,16	
C4	43,18	
C12	62,88	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
10	28,6	
R_c [MPa]	49,81	valore medio
$R_{c\,(d)}$[MPa]	33,21	= R_c / γ_M / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	27,56	= R_c x 0,83
n° prove	6	
μ^*	3,88	
σ^*	0,29	
$\mu_{0,16}$	3,76	
$x_{0,05}$	26,56	valore caratteristico
$R_{c\,(d)}$[MPa]	26,56	= R_c / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	22,05	= R_c x 0,83
f_d [MPa]	**22,05**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*soletta*	
Materiale:	*acciaio*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
B7		506,70
B14		487,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
10		415,4
f_y [MPa]	469,70	valore medio
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	408,43	= f_y / γ_M / FC
n° prove	3	
μ^*	6,15	
σ^*	0,11	
$\mu_{0,16}$	6,09	
$x_{0,05}$	370,68	valore caratteristico
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	370,68	= f_y / FC
f_d [MPa]	**370,68**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*traverso*	
Materiale:	*calcestruzzo*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
C8	44,36	36,82
C9	39,77	33,01
C15	46,77	
C17	48,40	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
8	25	
R_c [MPa]	40,86	valore medio
$R_{c\,(d)}$[MPa]	27,24	= R_c / γ_M / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	22,61	= R_c x 0,83
n° prove	5	
μ^*	3,68	
σ^*	0,27	
$\mu_{0,16}$	3,56	
$x_{0,05}$	22,64	valore caratteristico
$R_{c\,(d)}$[MPa]	22,64	= R_c / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	18,79	= R_c x 0,83
f_d [MPa]	**18,79**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*traverso*	
Materiale:	*acciaio*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
B6		454,50
B9		508,00
B11		490,00
B12		523,50
B13		520,00
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
ID 5		317,4
f_y [MPa]	468,90	valore medio
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	407,74	$= f_y / \gamma_M$ / FC
n° prove	6	
μ^*	6,14	
σ^*	0,19	
$\mu_{0,16}$	6,06	
$x_{0,05}$	312,40	valore caratteristico
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	312,40	$= f_y$ / FC
f_d [MPa]	**312,40**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*trave*	
Materiale:	*calcestruzzo*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
C7	51,50	
C10	69,11	
C11	59,02	48,99
C16	27,47	
C18	46,52	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
4	47,10	
R_c [MPa]	50,12	valore medio
$R_{c\,(d)}$[MPa]	33,41	= R_c / γ_M / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	27,73	= R_c x 0,83
n° prove	6	
μ^*	3,88	
σ^*	0,31	
$\mu_{0,16}$	3,75	
$x_{0,05}$	25,37	valore caratteristico
$R_{c\,(d)}$[MPa]	25,37	= R_c / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	21,05	= R_c x 0,83
f_d [MPa]	**21,05**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*trave*	
Materiale:	*acciaio*	
-		
FC	1,00	
γ_C	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
B8		507,70
B10		474,80
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
4		345,60
f_y [MPa]	442,70	valore medio
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	384,96	= f_y / γ_M / FC
n° prove	3	
μ^*	6,08	
σ^*	0,21	
$\mu_{0,16}$	5,96	
$x_{0,05}$	276,93	valore caratteristico
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	276,93	= f_y / FC
f_d [MPa]	**276,93**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*paramento e fondazione spalle*	
Materiale:	*calcestruzzo*	
FC	1,00	
γ_C	1,50	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
CL5	38,35	
CL6	29,96	
CL19	40,82	
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio	**R_c [MPa]**	
ID 9	68,40	
R_c [MPa]	44,38	valore medio
$R_{c\,(d)}$[MPa]	29,59	= R_c / γ_M / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	24,56	= R_c x 0,83
n° prove	4	
μ*	3,75	
σ*	0,35	
$\mu_{0,16}$	3,57	
$x_{0,05}$	20,15	valore caratteristico
$R_{c\,(d)}$[MPa]	20,15	= R_c / FC
$f_{c\,(d)}$[MPa]	16,72	= R_c x 0,83
f_d [MPa]	**16,72**	

Sottovia:	*91T*	
Opere:	*anni '60*	
Elemento:	*paramento e fondazione spalle*	
Materiale:	*acciaio*	
FC	1,00	
γ_C	1,15	
Campagna di indagini 2020		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
B1		406,40
B2		454,30
Campagna di indagini 2017		
ID carotaggio		**f_y [MPa]**
ID 9		382,90
f_y [MPa]	414,53	valore medio
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	360,46	$= f_y / \gamma_M / FC$
n° prove	3	
μ^*	6,02	
σ^*	0,09	
$\mu_{0,16}$	5,97	
$x_{0,05}$	341,10	valore caratteristico
$f_{y\,(d)}$ [MPa]	341,10	$= f_y / FC$
f_d [MPa]	**341,10**	

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: φ' = 35°

coesione: c' = 0

peso proprio: γ = 20kN/m^3

1.5.2 Terreno di fondazione

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica completa del sito ove sorge l'opera in adeguamento, si rimanda alla specifica Relazione Geologica.

Si riporta nel seguito un breve richiamo alle indagini disponibili ed alla stratigrafia di riferimento.

Sigla sond./pozz./prova	Campagna di indagine	Progressiva (km)	Quota p.c. (m s.l.m.)	Lunghezza (m)	Strumentazione installata
Pz13	1999	14+200	35.00	3.50	-
PB17-DH	2016	14+288	35.50	50.00	DH
PB17Bis	2016	14+290	35.50	50.00	TA(47)
C (….) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella);					
TA (….) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante);					
CH = tubo per misure Cross-hole; DH = tubo per misure Down-hole					

Tabella 1-1. 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
35.00	0.00 ÷ 3.00	Limo argilloso	A	-	Tabella 1-3
	3.00 ÷ 15.00	Limo argilloso	A'	-	Tabella 1-4
	15.00 ÷ 35.00	Limo argilloso	A''	-	Tabella 1-5

Tabella 1-2. 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

Tabella 1-3. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

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

Tabella 1-4. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A')

Descrizione	γ (KN/m^3)	c' (KPa)	ϕ (°)	E' (MPa)	σ'_{pre} (MPa)	CR (-)	RR (-)	C_v m/sec^2	C_u (KPa)	E_u (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5+0.6(z-15.0)	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	72 +2(z-15.0)	50

γ	=	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

Tabella 1-5. Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A'')

Si fa presente che l'opera in esame e le opere 89T, 90T, 90bT, 92T e 93T sono limitrofe e ubicate presso l'interconnessione A13/A14. Ai fini della definizione dei coefficienti ξ_3 e ξ_4 per il calcolo della capacità portante di progetto dei pali/micropali della specifica opera, si sono considerate anche le prove geotecniche delle opere sopra citate.

Come indicato in Tabella 1-2 la stratigrafia è definita con riferimento ad un piano campagna posto a q.ta +35.00 m s.l.m.m..

Le fondazioni delle spalle risultano impostate intorno a q.ta +33.50 m s.l.m.m., vale a dire nell'ambito del primo strato limo argilloso (A): ne consegue che nelle analisi lo spessore dello strato A viene congruentemente ridotto.

La quota della falda è considerata, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa dei pali/micropali (intradosso soletta di fondazione).

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: 44.526762

longitudine: 11.357754

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 100 anni

Coefficiente Cu: 2

Stato Limite di Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

T_R: 60 anni

a_g: 0.070 g

F_0: 2.485

Tc*: 0.275 s

S_S: 1.80

S_T: 1.00

$S = S_S \times S_T =$ 1.80

Stato Limite di Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

T_R: 101 anni

a_g: 0.087 g

F_0: 2.476

Tc*: 0.285 s

S_S: 1.80

S_T: 1.00

$S = S_S \times S_T =$ 1.80

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

T_R: 949 anni

a_g: 0.212 g

F_0:	2.439
Tc*:	0.309 s
S_S:	1.62
S_T:	1.00
$S = S_S \times S_T =$	1.62

<u>Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLC):</u>

Probabilità di superamento:	5 %
T_R:	1950 anni
a_g:	0.271 g
F_0:	2.432
Tc*:	0.311 s
S_S:	1.41
S_T:	1.00
$S = S_S \times S_T =$	1.41

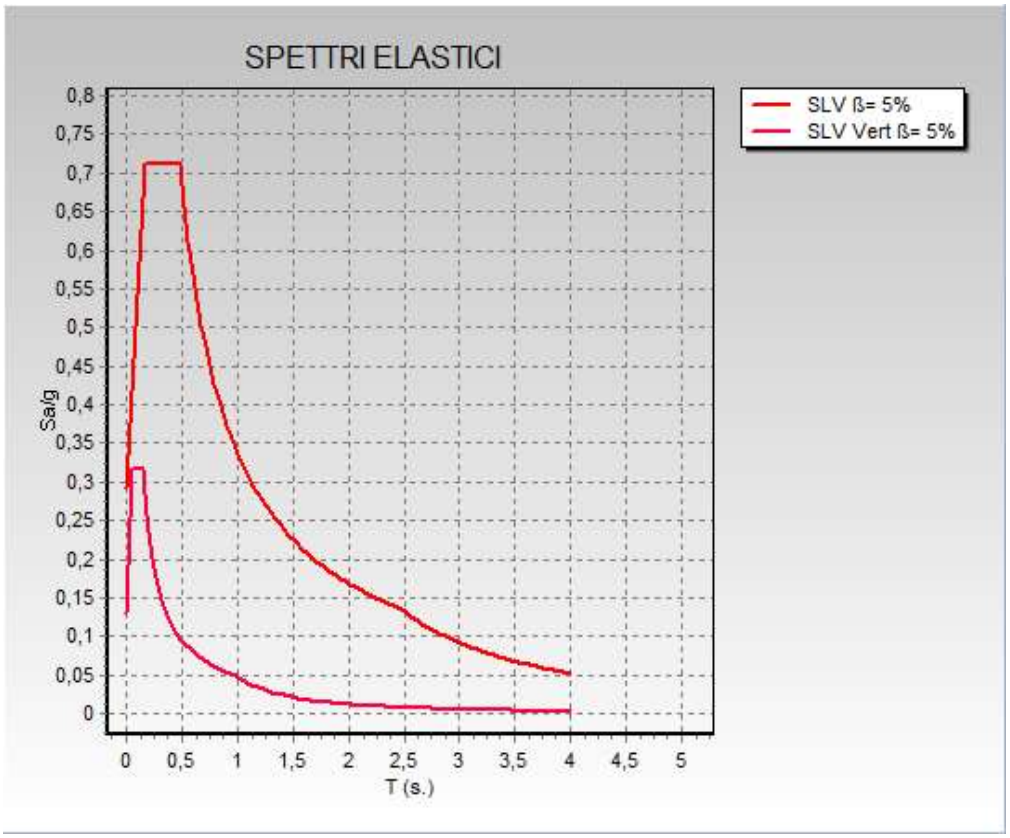


Figura 1-28. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLV

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 dall 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 provvisionali 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 calcolazione manuale).

1.8 CONVENZIONI GENERALI

1.8.1 Unità di misura

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

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

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

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

Fx: azione assiale;

Fy azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

Mz momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

2 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:

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

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:

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

2.1.5 Larghezza di soletta collaborante

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

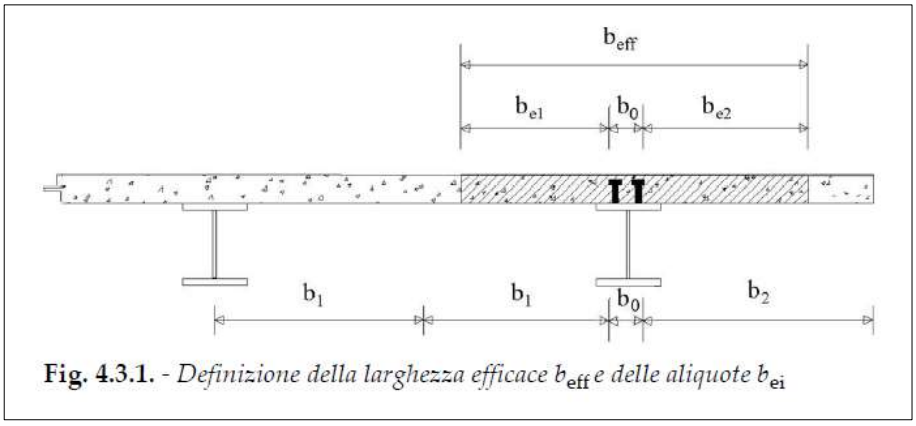


Figura 2-1. Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei} (Fig.4.3.1 delle NTC2018)

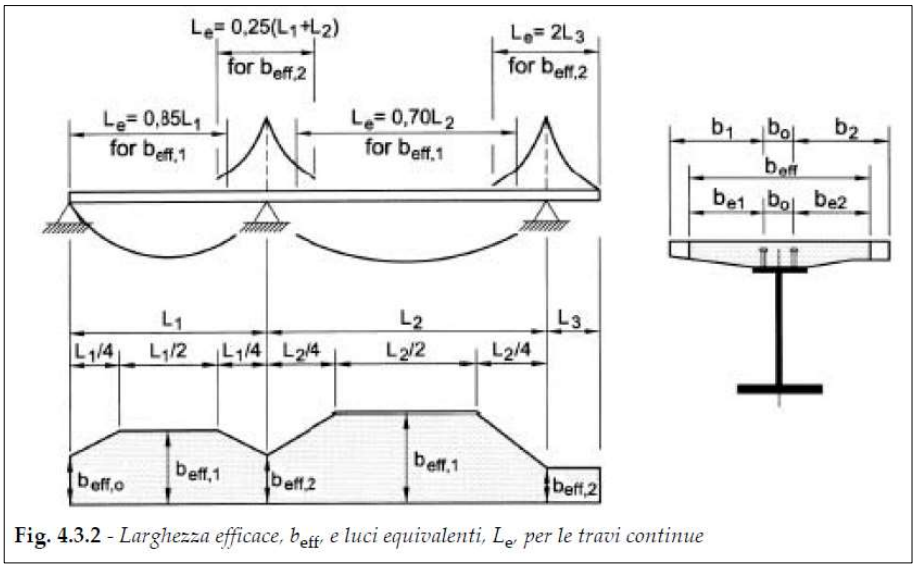


Figura 2-2. Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti L_e per le travi continue (Fig.4.3.2 delle NTC2018)

Per la trave intermedia la larghezza efficace vale:

i	mm	1750	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	19600	lunghezza campata
Le/8	mm	2450	
b1	mm	875	semi interasse
b2	mm	875	semi interasse
be1	mm	675	
be2	mm	675	
β 1		1.28	
β 2		1.28	
beff	mm	1750	per travi intermedie

Per la trave di estremità la larghezza efficace vale:

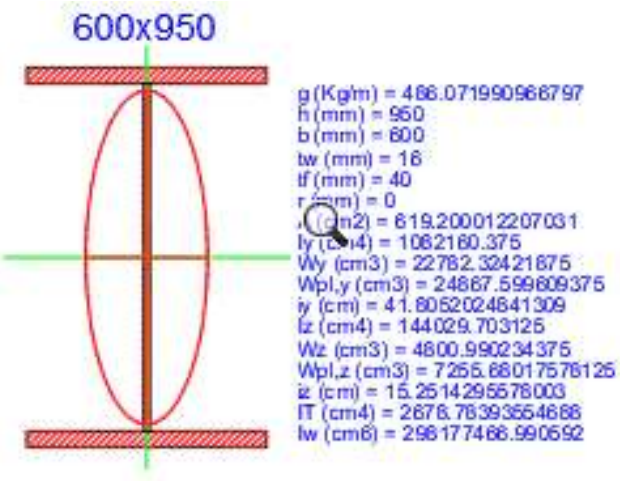
Sud			
i	mm	1750	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	19600	lunghezza campata
Le/8	mm	2450	
b1	mm	875	semi interasse
b2	mm	875	semi interasse
be1	mm	675	
be2	mm	675	
β 1		1.28	
β 2		1.28	
beff	mm	2123	per travi di bordo

2.1.6 Sezioni di verifica

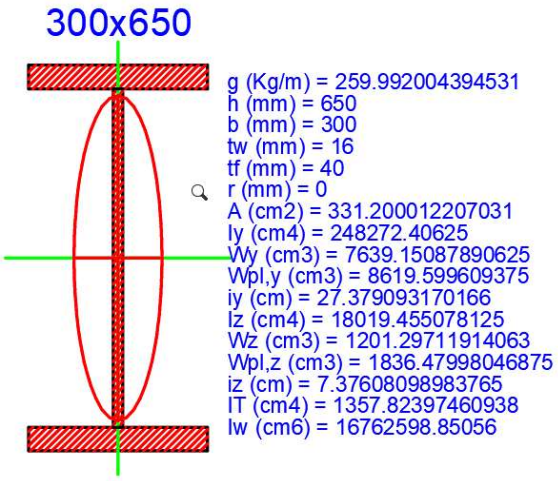
2.1.6.1 *Proprietà geometrico-statiche, elastiche e plastiche*

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

600x950 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

ALA	$\frac{c}{t_f\,\varepsilon} = \frac{292}{40 \times 0.81} = 8.97$			
	FLESSIONE Mz		COMPRESSIONE	
	$0 < \frac{c}{t_f\,\varepsilon} \le 9$	Classe 1	$0 < \frac{c}{t_w\,\varepsilon} \le 9$	Classe 1
ANIMA	$\frac{d}{t_w\,\varepsilon} = \frac{870.0}{16 \times 0.81} = 66.83$			
	FLESSIONE My		COMPRESSIONE	
	$0 < \frac{d}{t_w\,\varepsilon} \le 72$	Classe 1	$42 < \frac{d}{t_w\,\varepsilon} \le \infty$	Classe 4

Trave trasversale saldata simmetrica

300x650 Acciaio S355 (Fe510) fy (N/mm2) 355

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

ALA	$\frac{c}{t_f\,\varepsilon} = \frac{142}{40 \times 0.81} = 4.36$			
	FLESSIONE Mz		COMPRESSIONE	
	$0 < \frac{c}{t_f\,\varepsilon} \le 9$	Classe 1	$0 < \frac{c}{t_w\,\varepsilon} \le 9$	Classe 1
ANIMA	$\frac{d}{t_w\,\varepsilon} = \frac{570.0}{16 \times 0.81} = 43.79$			
	FLESSIONE My		COMPRESSIONE	
	$0 < \frac{d}{t_w\,\varepsilon} \le 72$	Classe 1	$42 < \frac{d}{t_w\,\varepsilon} \le \infty$	Classe 4

2.1.7 Metodologia di verifica

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

2.1.7.1 *Metodo elastico*

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

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

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

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 forfetariamente 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 viscose) 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 $E_t = E_c / (1+\varphi)$ 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:

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

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:

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

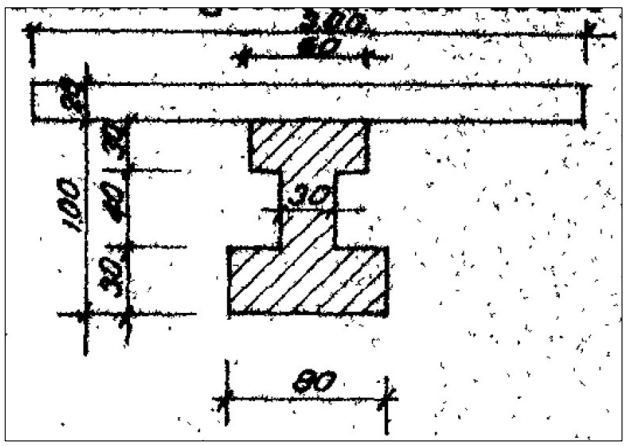
2.2.4 Larghezza di solettta collaborante

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

i	mm	1750	interasse travi
b0	mm	400	distanza tra gli assi dei connettori
Le	mm	19600	lunghezza campata
Le/8	mm	2450	
b1	mm	875	semi interasse
b2	mm	875	semi interasse
be1	mm	875	
be2	mm	875	
beff	mm	2150	Larghezza efficace

2.2.5 Sezioni di verifica

Le travi in c.a. dell'impalcato originario hanno la seguente sezione:



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

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

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

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

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

2.5 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 γ_F	EQU	A1	A2
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 sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 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 combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	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 SU IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1

3.2.1.1 *Peso proprio delle travi di impalcato*

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

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

Impalcato di nuova realizzazione

Trave di ampliamento	acciaio	kN/m	4.86
Traversi di ampliamento	acciaio	kN/m	2.60

Impalcato esistente

Trave esistente	c.a.p.	kN/m	13.63
Traversi esistenti	c.a.	kN/m	4.00

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

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

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

Impalcato di nuova realizzazione

Soletta	c.a.	kN/mq	6.25

Impalcato esistente

Soletta	c.a.	kN/mq	5.00

3.2.2 Carichi agenti sull'impalcato in fase 2

3.2.2.1 *Sovraccarichi permanenti*

I sovraccarichi permanenti comprendono il peso proprio della pavimentazione stradale (γ = 22kN/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.

Barriera metallico lato nord	acciaio	kN/m	1.50

3.2.2.2 *Cedimenti vincolari*

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

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

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

essendo l_i la lunghezza della campata iesima.

Nel caso in esame il cedimento della spalla vale: $\delta_{spalla} = \frac{l_i}{10000} = \frac{2200}{10000} = 0.196\,\text{cm}$

3.2.2.3 *Reologia calcestruzzo*

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

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

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

Ritiro [DM 2018]			
Es	Mpa	210000	Modulo elastico acciaio
fck	Mpa	35	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
Ecm	Mpa	34077.15	Modulo elastico istantaneo del calcestruzzo
u	mm	1750	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
hs	mm	250	altezza soletta
Ac	mmq	437500	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
kh		0.7	
εc0	‰	-0.255	deformazione da ritiro per essiccamento in ‰
εcd,∞	‰	-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
βds(t-ts)		0.98	
εcd	‰	-0.17	deformazione per ritiro da essiccamento
εca,∞	‰	-0.0000625	valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno
εca	‰	-0.0000625	deformazione per ritiro autogeno
εcs	‰	-0.17	deformazione totale per ritiro
n		15.6	coefficiente di omogenizzazione
e	mm	399	
Ned	kN	-1025.7	Sollecitazioni equivalente agenti sulla trave d'acciaio
Med	kNm	-409.3	

Il ritiro genera nello sezione composta uno stato di pressoflessione, in cui lo sforzo normale

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

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	1750	perimetro della sezione di calcestruzzo esposto all'aria
Ac	mmq	437500	area sezione di calcestruzzo
h0	mm	500	dimensione fittizia
fcm	Mpa	43	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
t	giorni	18250	vita nominale (50 anni) espressi in giorni
t0,T	giorni	1	età del calcestruzzo alla messa in carico, in gironi, corretta in funzione della temperatura
α		1	con α=1 t==to,T
t0		28	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
β(t0)		0.488	fattore che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento del carco sul coefficiente nominale di viscosità
β(fcm)		2.561	fattore che tiene conto dell'effetto della reistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità
ϕRH		1.25	fattore che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul cofficiente nominale di viscosità
ϕ0		1.56	coefficiente nominale di viscosità
βH		1359.7	coefficiente funzione dell'umidità relativa RH e della dimensione fittizia dell'elemento h0
		1500	
		1359.7	valore da considerare
βc(t-t0)		0.978	coefficiente atto a descivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo il carico
ϕ(t-t0)		1.533	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:

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

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

avendo considerato a_s = 60 m.

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

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

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

In definitiva si porrà cautelativamente un ΔT=±30°.

- **<u>Variazioni termiche lineari (ΔtM)</u>**

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
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°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:

$$\Delta T_{M,heat} = 15°$$

$$\Delta T_{M,cool} = 18°$$

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

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	°C	15	-18
coefficiente di omogeneizzazione	n		6,2	6,2
modulo elastico calcestruzzo	Ec	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C	0,000012	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\varepsilon_{c,\infty} = \alpha\ \Delta T$		0,00018	-0,000216
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \varepsilon_{c,\infty}$ Ec	MPa	6,13	-7,36
larghezza efficace soletta	beff	mm	1750	1750

altezza soletta	hc	mm	250	250
area di soletta reagente	Ac = hc beff	mmq	437500	437500
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty}$ Ac	kN	2684	-3221
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	399	399
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T}$ e	kNm	1070	-1285

- **<u>Variazioni termiche lineari (ΔtM) – impalcato esistente</u>**

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
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Type 1: Steel deck	18	13
Type 2: Composite deck	15	18
Type 3: Concrete deck: - concrete box girder - concrete beam - concrete slab	 10 15 15	 5 8 8

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

$$\Delta T_{M,heat} = 15°$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8°$$

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

			ΔT positivo	ΔT negativo
gradiente termico	ΔT	°C	15	-8
modulo elastico calcestruzzo	Ec	Mpa	34077	34077
coefficiente di dilatazione termica	α	1/°C	0,000018	0,000012
deformazione finale del calcestruzzo	$\varepsilon_{c,\infty} = \alpha\ \Delta T$		0,00018	-0,000096
tensione nel calcestruzzo	$\sigma_{c,\infty} = \varepsilon_{c,\infty}$ Ec	MPa	6,13	3,27
larghezza efficace soletta	beff	mm	2150	2150
altezza soletta	hc	mm	200	200
area di soletta reagente	Ac = hc beff	mmq	430000	430000
forza nella soletta	$N_{\Delta T} = \sigma_{c,\infty}$ Ac	kN	2636	-1406
eccentricità baricentro soletta-trave	e	mm	360	360
momento flettente di trasporto	$M_{\Delta T} = N_{\Delta T}$ e	kNm	926,9	-494,4

3.2.3.2 *Azione del vento*

L'azione del vento viene valutata in accordo alla norma NTC2018 cap. 3.3

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
- as: 54 m
- ca: 1,0
- Tempo di ritorno T_R: 50 anni
- cr: 1,0
- vr: 25,00 m/s
- qr: 390,63 N/m^2
- 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: 2,407
- 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 φ=1.

In definitiva, la pressione del vento vale:

- p: 1.350,8 N/m^2 ≈ 1,50 kN/m^2

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.
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:
$\mu=1-1{,}12\varphi$ per $\varphi\leq 2/3$
$\mu=0{,}20$ per $\varphi>2/3$
Per d/h ≥ 5 gli elementi vengono considerati come isolati. Per 2 < d/h < 5 si procede all'interpolazione lineare.
La geometria dell'opera prevede: hT=0,95m e d = 2,20m

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

Azione del vento su ponte carico

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

Condizione di carico	Pressione del vento [Kn/m^2]	Altezza trave [m]	Altezza impalcato [m]	Altezza parete traffico [m]	Altezza totale [m]	Risultante H [KN/m]	Braccio della forza H [m]	Momento torcente [kNm/m]
Ponte scarico	1.50	0.95	0.20	1.60[1]	2.75	4.13	0.61	2.51
Ponte carico	1.50	0.95	0.20	3.00	4.15	6.23	1.31	8.14

[1] altezza sicurvia

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:

PONTE SCARICO						PONTE CARICO					
ntrave	**i**	**xi**	**xi^2**	**M**	**q**	**ntrave**	**i**	**xi**	**xi^2**	**M**	**q**
		m	**m2**	**kNm/m**	**kN/m**			**m**	**m2**	**kNm/m**	**kN/m**
1	1,75	9,84	96,83	2,51	0,05	1	1,75	9,84	96,83	8,14	0,18
2	1,75	8,09	65,45		0,05	2	1,75	8,09	65,45		0,15
3	1,89	6,34	40,20		0,04	3	1,89	6,34	40,20		0,11
4	3,00	4,45	19,80		0,02	4	3,00	4,45	19,80		0,08
5	3,00	1,45	2,10		0,01	5	3,00	1,45	2,10		0,03
6	3,00	-1,55	2,40		-0,01	6	3,00	-1,55	2,40		-0,03
7	1,79	-4,55	20,70		-0,03	7	1,79	-4,55	20,70		-0,08
8	1,75	-6,34	40,20		-0,04	8	1,75	-6,34	40,20		-0,11
9	1,75	-8,09	65,45		-0,05	9	1,75	-8,09	65,45		-0,15
10		-9,84	96,83		-0,05	10		-9,84	96,83		-0,18
			449,95						449,95		

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.

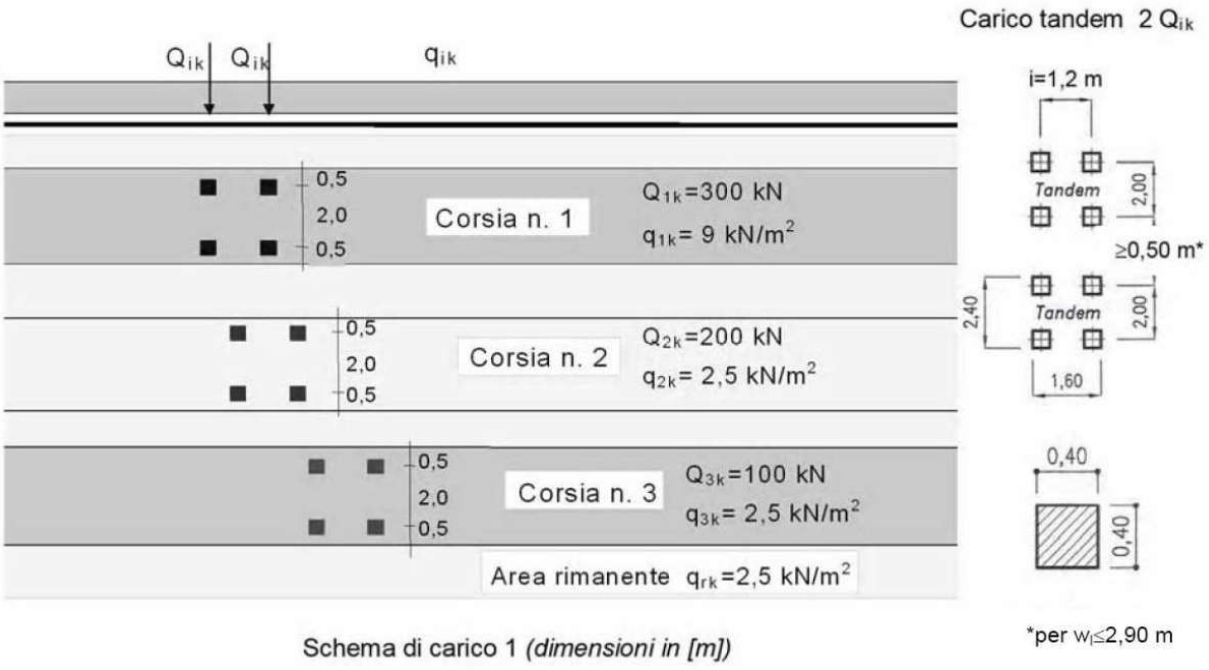


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

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 Qik e qik 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 mezzeria campata e asse appoggi.

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

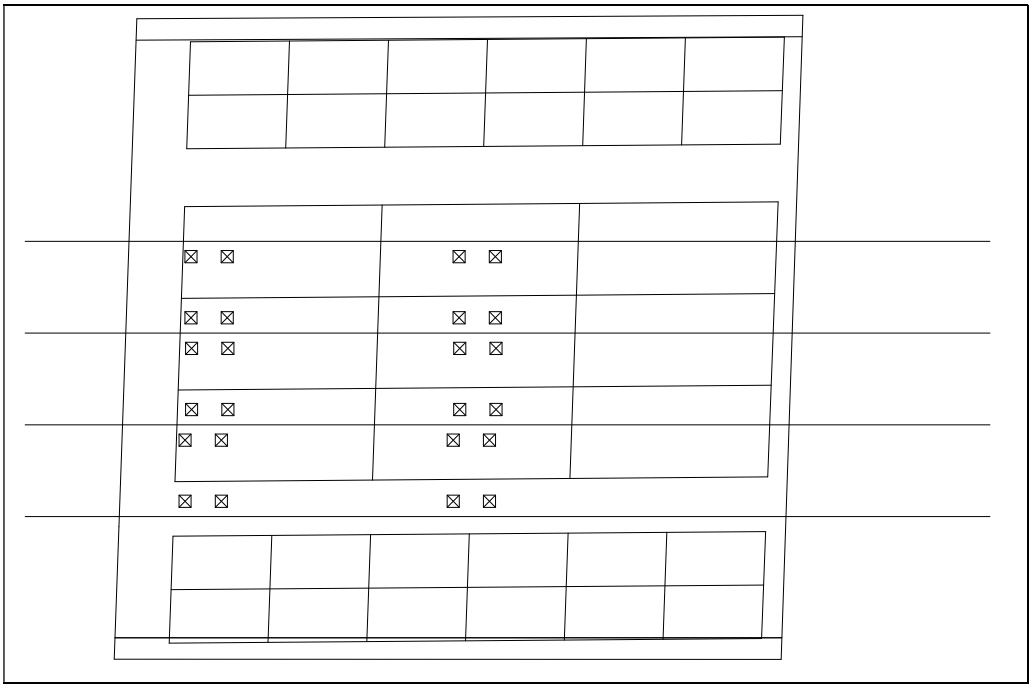


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento flettente e taglio su impalcato esistente

- **Azioni di frenatura**

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

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

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

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

essendo w_l 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		
Q_{1k}	kN	300
q_{1k}	kN/mq	9
L	m	19.6
w_l	m	3
q_3	kN	412.9
n (travi su cui ripartire)	#	2
q_3 su trave = q_3/(n L)	kN/m	10.8

L'azione di frenatura q_3 viene uniformemente ripartita sulle due travi direttamente interessate dalla corsia caricata dal carico Q_{1k}.

- **Azione centrifuga**

L'azione centrifuga viene valutata secondo le NTC2018 cap.5.1.3.6. Si riporta di seguito la tabella riepilogativa per per il calcolo di tale azione.

Azione Centrifuga corrsia 1		
R	m	264
Qv	kN	181.8
L	m	19.6
q4	kN/m	9.3

- **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*

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			*Carichi orizzontali*		*Carichi verticali*
Gruppo di azioni	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 3-4. 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.

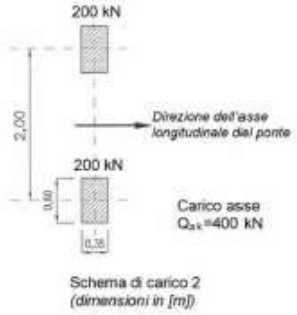


Figura 3-5. Schema di carico 2 (Figura 5.1.2 delle NTC2018)

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 $0.3q_{rk}$.

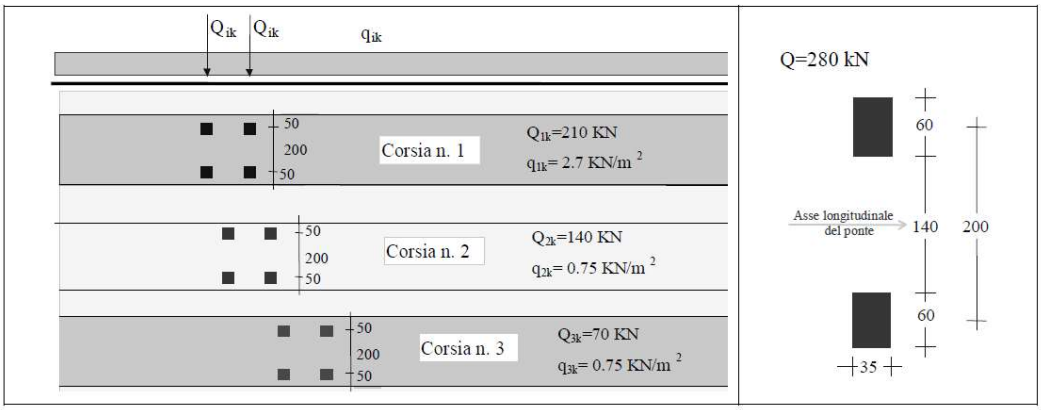


Figura 5.1.4 – *Modello di carico di fatica n. 1*

Figura 3-6. 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.

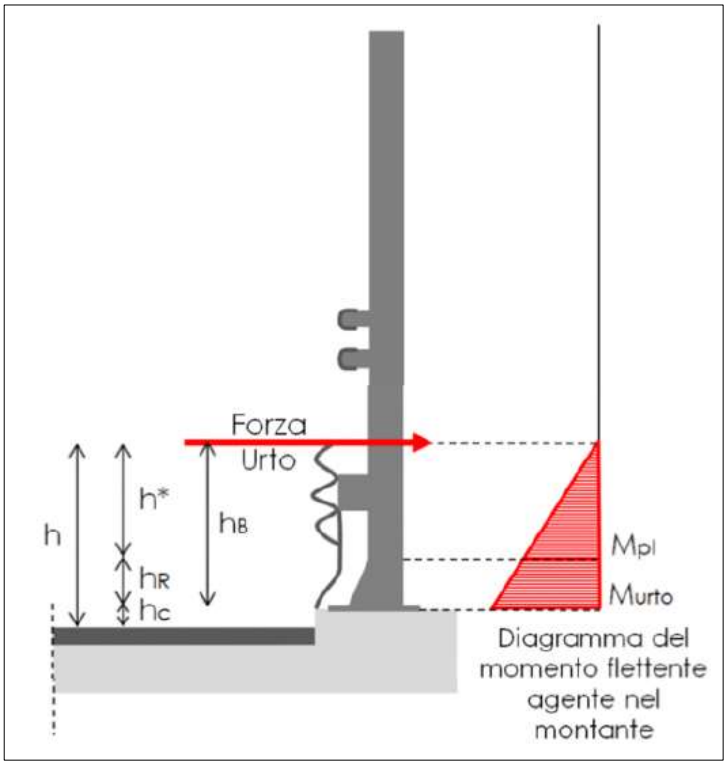


Figura 3-7. Modellazione dell'azione di urto (Fig.5.6 delle Linee Guida per la redazione e verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate)

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 3-8. Forze statiche equivalenti agli urti dei veicoli (Tabella 3.6.III delle NTC2018)

3.2.3.6 *Resistenze parassite dei vincoli*

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

3.2.3.7 *Azione sismica verticale*

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

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

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

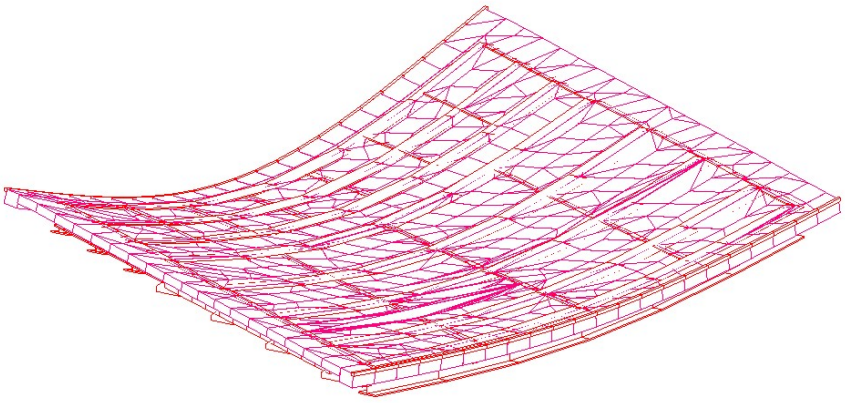


Figura 3-9. Deformata per modo di vibrare verticale (T=0.367s)

3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

3.3.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo (γ_c = 25kN/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 (γ_c = 20kN/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: $k_0 = 1 – \sin\varphi'$
  nel caso di verifiche strutturali su fondazione diretta/indiretta e verifiche geotecniche su fondazione indiretta;
- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \varphi'/2)$
  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 = 20kN/m^2

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

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

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

3.3.5 Urto da veicolo in svio su pile

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

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

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

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

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

3.4 AZIONE SISMICA

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

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

4 ANALISI IMPALCATO

4.1 IMPALCATO DI NUOVA REALIZZAZIONE

4.1.1 Analisi strutturale

4.1.1.1 *Modello FEM*

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

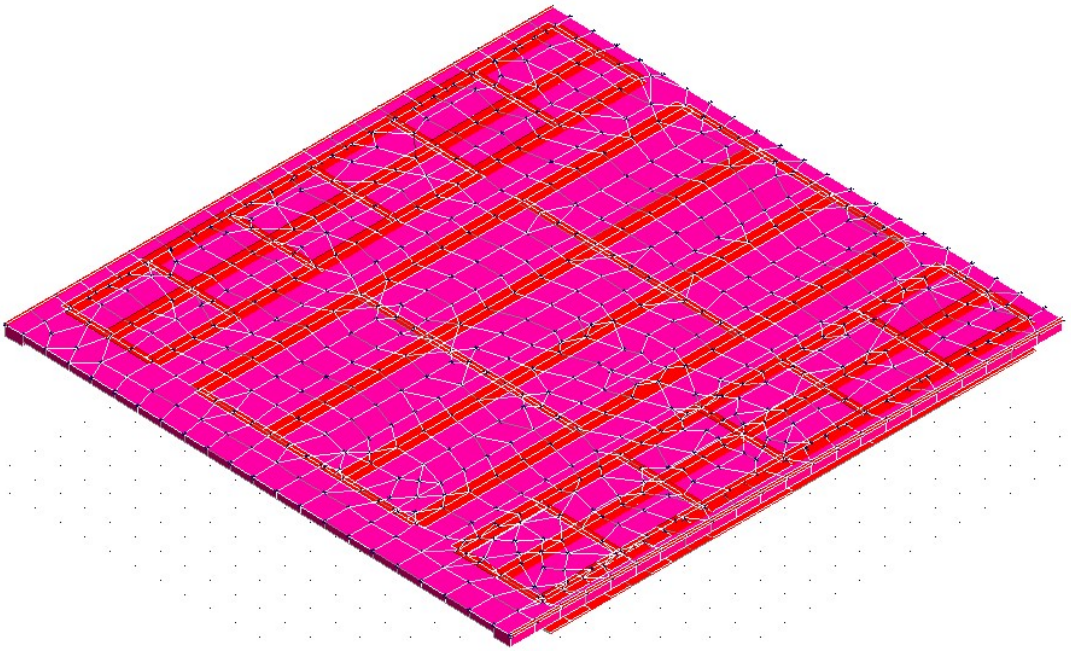


Figura 4-1. Modello FEM dell'impalcato (lato Sud)

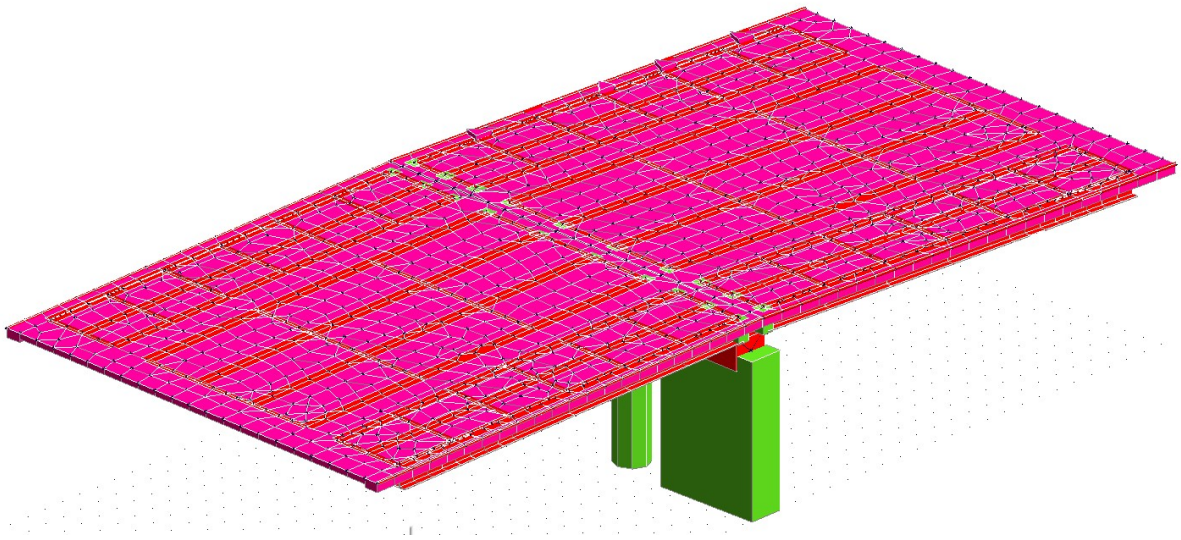


Figura 4-2. Modello FEM globale

4.1.1.2 *Analisi del modello*

I carichi esplicitati nei capitoli precedenti sono stati inseriti nel modello attraverso elementi "pannello" per la fase 1 e come carichi agenti sulle travi e sugli shell per le fasi 2 e 3.

Nell'analisi sono state opportunamente definite le combinazioni di carico descritte al § 2.5, utilizzando i coefficienti di combinazione previsti dalla Norma. Il software fornisce gli 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	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Tandem M	1,35	1,35	1,35	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,35	1,35	1,35
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Frenatura	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico distribuito	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
Tandem M	1,01	1,01	1,01	1,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	1,01	1,01	1,01	1,01
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Tandem M	0,76	0,76	0,76	0,76	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,76	0,76	0,76	0,76
Azione centrifuga	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Tandem M	1,35	1,35	1,35	1,35	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	1,35	1,35	1,35
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Traffico distribuito	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
Tandem M	1,01	1,01	1,01	1,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	1,01	1,01	1,01	1,01
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

Proprio	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Permanente	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Termica lineare	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54	0,72	0,54
Vento Y+	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
Tandem M	0,76	0,76	0,76	0,76	0,00	0,00	0,00	0,00
Tandem V	0,00	0,00	0,00	0,00	0,76	0,76	0,76	0,76
Azione centrifuga	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Termica uniforme	0,25	0,72	-0,25	-0,72	0,25	0,72	-0,25	-0,72

	FASE 3 SISMICA							
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Termica lineare	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Sisma Z	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30

Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Termica lineare	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma Y	1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma Z	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30

Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Termica lineare	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y+	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Traffico distribuito	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem M	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Tandem V	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Azione centrifuga	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma X	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma Y	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Sisma Z	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00

4.1.2 Verifiche

4.1.2.1 *Verifica travi in acciaio di nuovo ampliamento*

- **Sollecitazioni di calcolo e verifica 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:

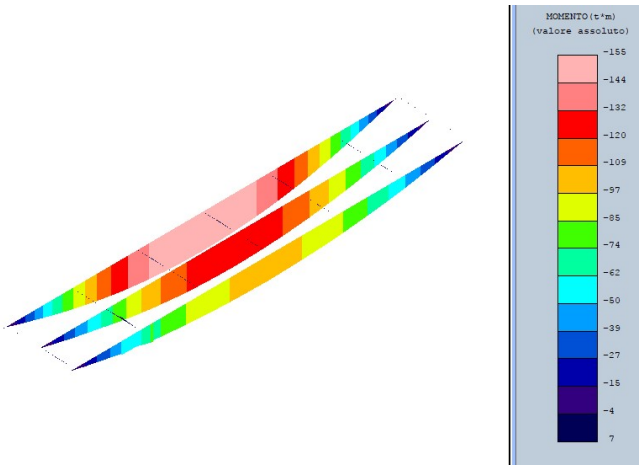


Figura 4-3. Inviluppo Mx [tm]

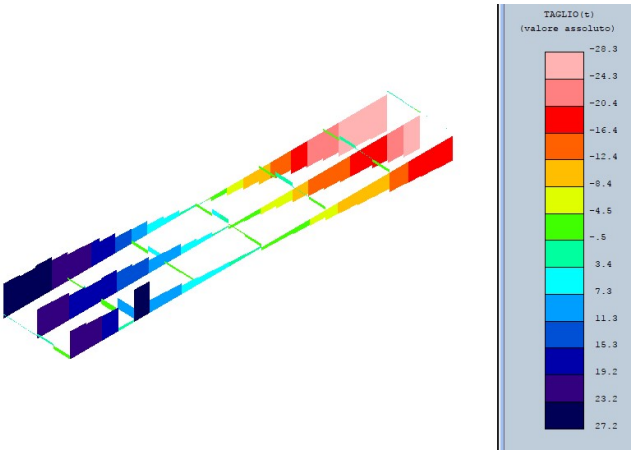


Figura 4-4. Inviluppo Ty [t]

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

Wy	f_{yk}	y_{m1}	E	G	Iz	It	Iw	Lcr
cm3	-	-	kg/cm2	kg/cm2	cm4	cm4	cm6	cm
22782	3550	1.05	2100000	840000	144030	2679	298177467	1960

α_{LT}	$\lambda_{LT,0}$	β	Ψ	kc
-	-	-	-	-
0.34	0.20	1.3	1.75	1

Mcr	λ_{LT}	Φ_{LT}	f	χ_{LT}		Mbrd		Med
kNm	-	-	-	-	>>>	kNm	>	kNm
6129	1.2	0.939	0.970	0.434		3646		1560

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

- **<u>Sollecitazioni di calcolo Fase 2 - SLU</u>**

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

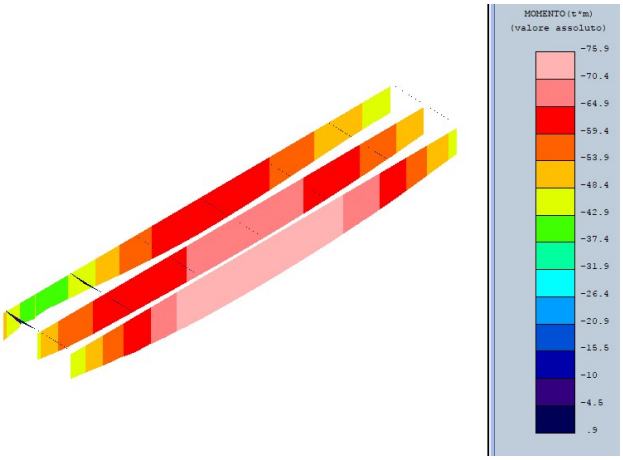


Figura 4-5. Inviluppo Mx [t]

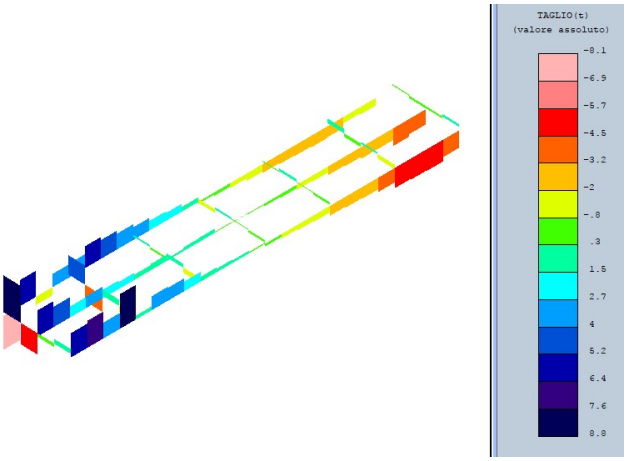


Figura 4-6. Inviluppo Ty [t]

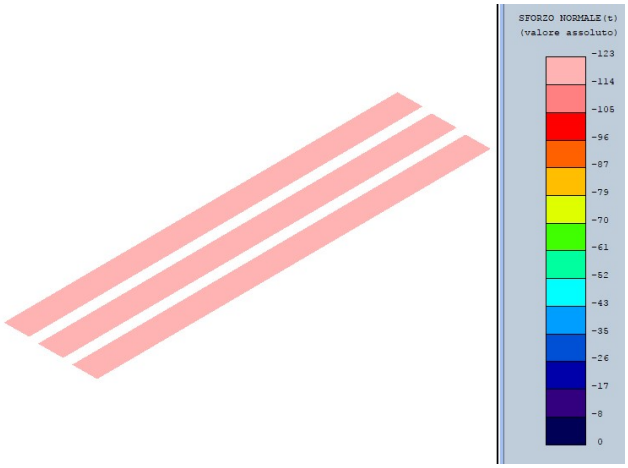


Figura 4-7. Inviluppo N [t]

- **<u>Sollecitazioni di caloclo Fase 3 - SLU</u>**

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.

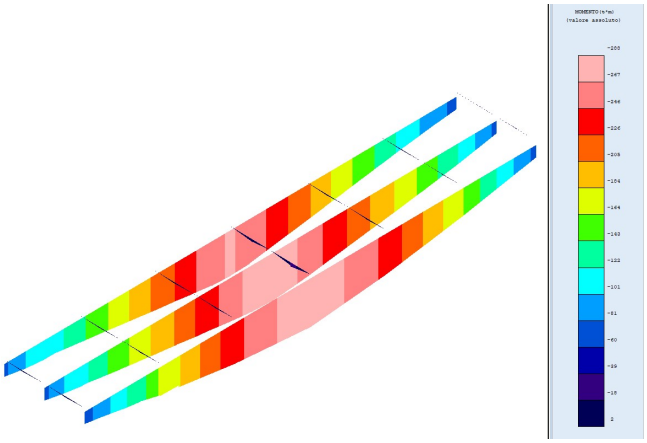


Figura 4-8. Inviluppo Mx[tm]

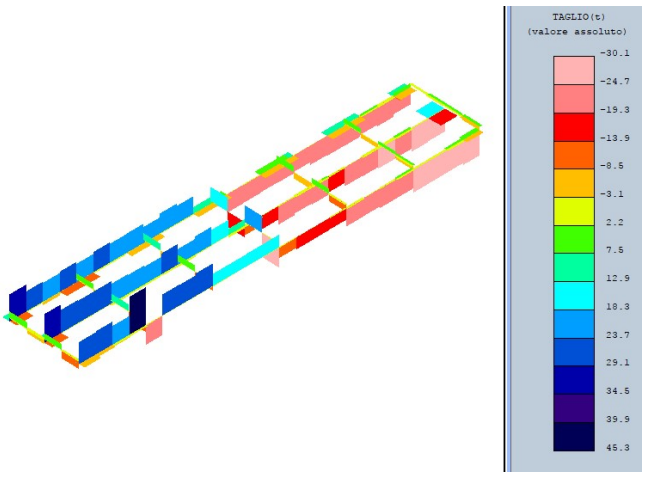


Figura 4-9. Inviluppo Ty [t]

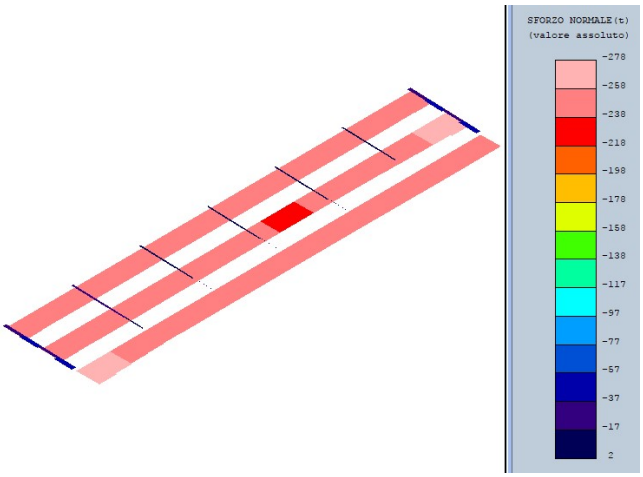


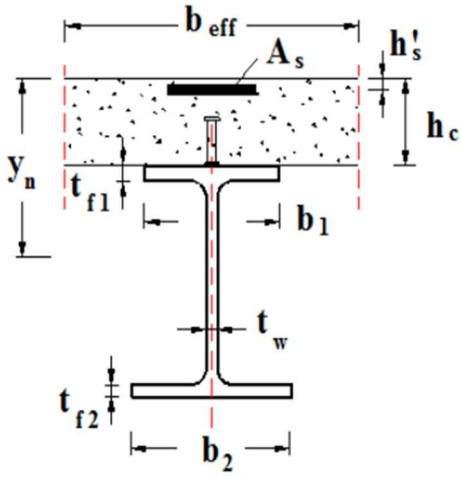
Figura 4-10. Inviluppo N [t]

- **Verifica della trave principale**

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

Caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati								
Calcestruzzo			Acciaio barre			Acciao profilati		
Classe		C35/45	Tipo		B450C	Tipo		S355
Rck	Mpa	45	γs		1.15	$\gamma M0$		1.05
γc		1.5	Es	Mpa	210000	$\gamma M1$		1.05
Ec	Mpa	34077.1462	fyk	Mpa	450	$\gamma M2$		1.25
αcc		0.85	fyd	Mpa	391.3	Es	Mpa	210000
fck	Mpa	35				fyk	Mpa	355
fcm	Mpa	43				fydw	Mpa	338.10
fcd	Mpa	19.83						

Caratteristiche geometriche sezione mista					
Caratteristiche acciaio			Caratteristiche soletta		
b1	mm	600	hc	mm	250
b2	mm	600	beff	mm	1750
tf1	mm	40	h's	mm	40
tf2	mm	40	As	mmq	2667
h	mm	950			
tw	mm	16			
g	Kg/m	486.1			
A	cmq	619.2			
Iy	cm4	1082160			
Iz	cm4	144030			
Wpl,y	cm3	24868			



Sollecitazioni nella varie fasi di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	1550	285	0
2	760	85	1230
3	2880	453	240
totale	5190	823	1470

Tensioni normali nelle varie fasi

	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Totale	Totale pressoflessione		Tensione di calcolo
n	0	15,6	6,2				
yn [mm]	475	512	373				
Aid [cm2]	619,2	907,7	1345,0				
Iid [cm4]	1082160	1926774	2439491				
σc [MPa]	0,00	-1,28	-7,11	-8,39	-9,90	<	-19,83
σs [MPa]	0,00	-19,1	-41,7	-60,8	-60,8	<	391,3
σas [MPa]	-68,0	-10,0	-14,5	-92,5	-106,6	<	338,1
σai [MPa]	68,0	27,4	97,6	193,0	189,4	<	338,1

Verifica a flessione e taglio

Verifica a flessione e taglio

Ved	kN	823	taglio sollecitante di calcolo
Vrd	kN	2889	taglio resistente di calcolo
Ved/Vrd		0.285	< 0,50 → non è necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

Influenza taglio-momento trascurabile

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	870	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		54.4	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	
$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta}\varepsilon$		48.82	rapporto limite anima non irriggidita
$\frac{d}{t_w} < \frac{31}{\eta}\varepsilon\sqrt{k_\tau}$		48.61	rapporto limite anima irriggidita
a	mm	19600	lunghezza della trave
kτ		5.35	
fyw	Mpa	355	tensione caratteristica allo snervamento
σ E		64.26	
τ cr	MPa	343.67	
λw		0.77	
γM1		1.10	
χw		1.20	
Vba,Rd	kN	3112	resistenza all'instabilità per taglio
Ved	kN	823	taglio sollecitante di calcolo

Verifica a flessotorsione

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

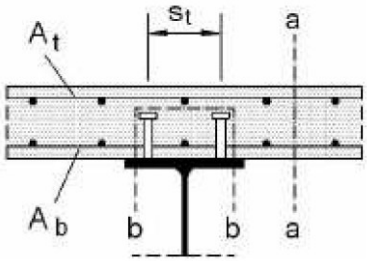
4.1.2.2 *Progetto connettori*

Il connettori vengono dimensionati a completo ripristino. La forza di scorrimento massima che devono sopportare è pari a 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	8675	Massima compressione soletta
Va	kN	20934	Massima trazione trave acciaio
Vld	kN	9721	Forza di scorrimento a taglio
fu	Mpa	450	tensione di snervamento
hp	mm	200	Altezza connettore
Le	m	22	Lunghezza trave
Prd,a	kN	109.5	
Prd,c	kN	121.2	
Prd	kN	109.5	Resistenza singolo connettore
d	mm	22	Diametro connettore
n coppie		90	Numero coppie di connettori
Nr		2	numero connettori affiancati
i	mm	185	passo connettori

Verifica armatura trasversale della soletta

La soletta è armata con rete 1ϕ18/15 cm, maggiore del valore minimo pari a $0{,}002 \times A_c = 0{,}002 \times 250 \times 1000 = 500$ mm². Si verifica l'armatura ai sensi del § 4.3.4.3.5 delle NTC2008 per le due sezioni a-a e b-b.



Vsd	kN	823	
fck	Mpa	35.0	
fs,yk	Mpa	450.0	
r			
h		1.00	per calcestruzzi ordinari
gc		1.50	
g s		1.15	
hc	mm	250	
hp	mm	200	altezza piolo
n		2	numero file connettori

dp	mm	30	diametro testa piolo
Acv	mmq	250000	sezione a-a
Acv	mmq	460000	sezione b-b
trd	Mpa	0.37	
Ae	mmq	1524	Area armatura trasversale
Vrd a-a	kN	2333	ok
Vrd b-b	kN	1027	ok

4.1.2.3 *Verifica del traverso*

Si verifica il traverso più sollecitato a pressoflessione e taglio.

Sollecitazioni di calcolo

FASI	Mmax [kNm]	Vmax [kN]	Nmax [kN]
1	0	0	0
2	210	285	0
3	180	146	2120
totale	390	431	2120

Verifica membrature inflesse e compresse - C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

C4.2.4.1.3.3.1 metodo A

Verifica membrature inflesse e compresse			Sforzo normale sollecitante di calcolo
Ned	N	2120000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Myeq	Nmm	39000000	Momento flettente sollecitante di calcolo
Mzeq	Nmm	0.00	
γM1		1.05	
A	mmq	33120	area della profilato
L	mm	1750	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	1680237548	Sforzo normale critico euleriano
Ncr z	N	121947704	
λ y		0.08	
λ z		0.31	
α y-y		0.34	
α z-z		0.49	
ϕ y-y		0.48	
ϕ z-z		0.58	
χ y-y		1.0415	
χ z-z		0.9438	
χ min		0.9438	
	Verifica	0.538	

Verifica a flessione e taglio

Ved	kN	445	
Vrd	kN	1780	
Ved/Vrd		0.25	< 0,50 → non è necessario calcolare resistenza a flessione ridotta

Influenza taglio-momento trascurabile

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:

DM08 - § C4.2.4.1.3.4.1

d	mm	570	altezza dell'anima
tw	mm	16	spessore dell'anima
d/tw		35.625	rapporto altezza/spessore
ε		0.81	
η		1.2	

$$\frac{d}{t_w} < \frac{72}{\eta}\varepsilon \qquad 48.82$$ rapporto limite anima non irriggidita

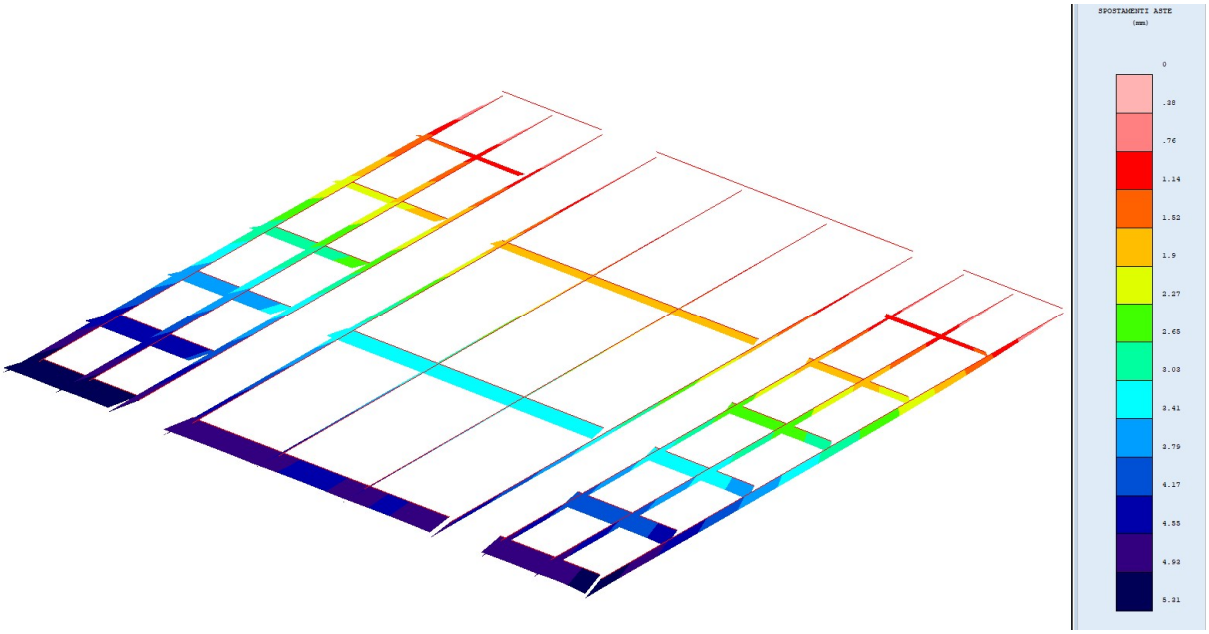
Non è necessaria verifica ad instabilità per taglio.

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	19600
ΔL	mm	7.06

Il risultato è confermato dal modello di calcolo, in cui si sono ottenuti questi valori di spostamento orizzontale in condizione termica (Δ_{max} = *5.31 mm*):



Le massime azioni in combinazione SLU trasmesse agli appoggi valgono:

Azione verticale	392 kN
Azione longitudinale	240 kN
Azione trasversale	127 kN

4.1.2.5 *Verifica a 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:

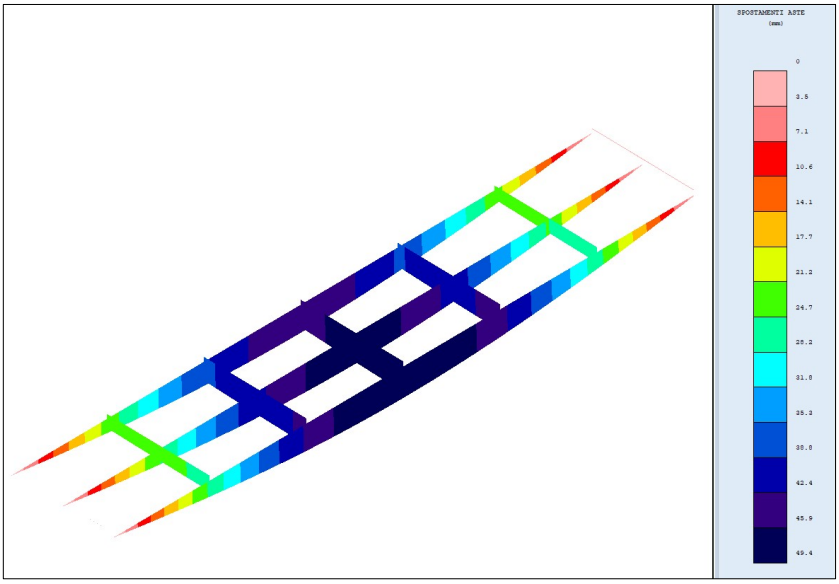


Figura 4-11. Deformazione totale δtot = δ1 + δ2 (carichi permanenti più variabili)

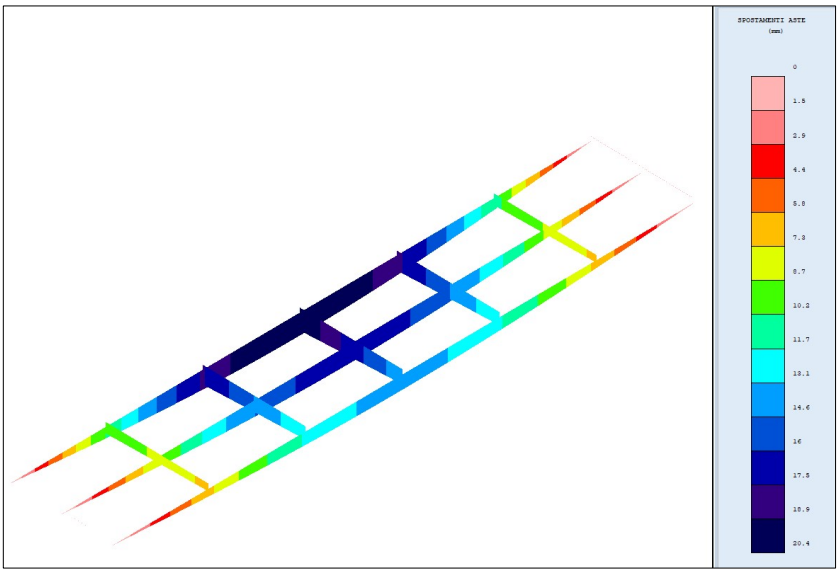


Figura 4-12. Deformazione δ2 (carichi variabili)

<u>Verifica a deformazione:</u>

Deformazione δtot = δ1+ δ2	mm	49.4	
Deformazione δ2	mm	28.9	< L/300 = 65.3 mm
Contromonta δc	mm	0.0	
Deformazione δmax = δtot- δc	mm	49.4	< L/250 = 78.4 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.

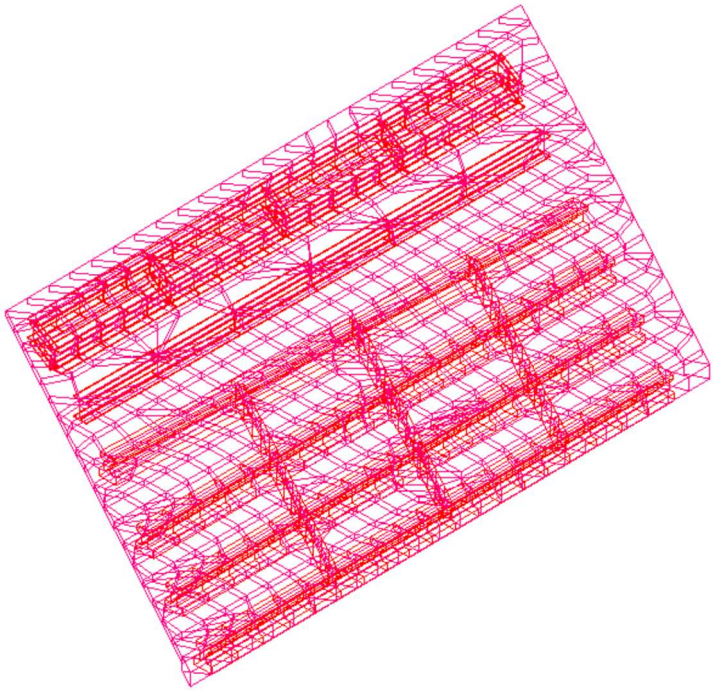


Figura 13 - Modello FEM

4.2.1.2 *Analisi del modello*

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.

4.2.2 Verifiche

4.2.2.1 *Verifica travi impalcato anni '60*

- **Verifica SLU**

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

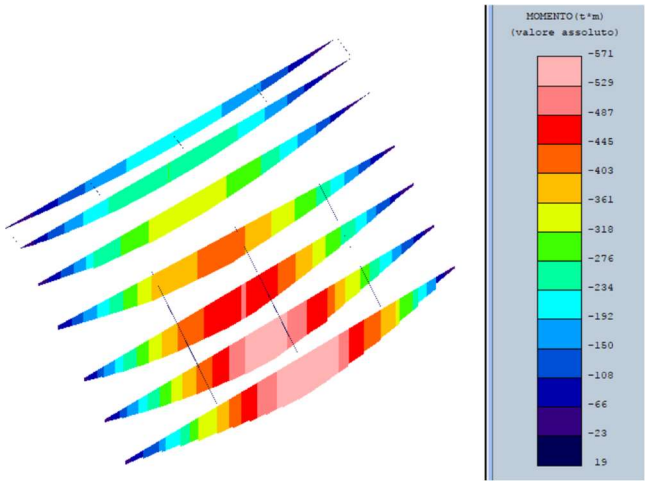


Figura 14 - Inviluppo Mx [tm]

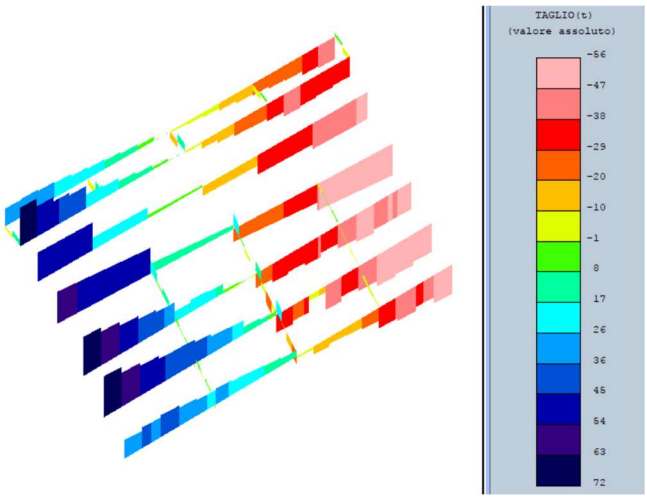


Figura 15 - Inviluppo Ty [t]

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

Cadute di tensione per rilassamento (NTC2018 §11.3.3.3)		
Classe di armatura		2
σpi	Mpa	1100
ρ1000		2,5
fpk	MPa	1400
μ		0,79
t	h	500000
Δσpr/σpi		5,7%
Δσpr	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} =	5450,00	cmq	area trave c.a.p.
JG_{trave} =	6,400E+06	cm4	momento inerzia trave c.a.p.
$e_{trefoli}$ =	40	cm	eccentricità cavo equivalente rispetto baricentro trave
k =	2,36		(1 + e^2 / JGtrave x Atrave)
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
Δσp =	13,05	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

Ac =	5450	cmq	area trave
u =	280	cm	perimetro esposto all'aria
h0 =	38,9	cm	dimensione fittiza ho = 2Ac / u
kh =	1		
UR =	80	%	umidità relativa
εco =	0,00024		deformazione da ritiro per essicamento
εcd,inf =	0,00024		deformazione da ritiro per essicamento a tempo inf.
fck	33,2	Mpa	
εca,inf	0,000058		deformazione da ritiro autogeno
εcs	0,000298		deformazione totale da ritiro
Ep =	205000	MPa	modulo elastico trefoli
Δσp =	61,09	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	$h_0 \leq 75$ 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
≥ 60giorni	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	$h_0 \leq 75$ 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
≥ 60giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Ac =	5450	cmq	area trave
u =	280	cmq	perimetro esposto all'aria
h0 =	38,9	cm	dimensione fittiza ho = 2Ac / u
UR =	75	%	
to =	30	giorni	
ϕ (inf,to) =	2,3		coeff. di viscosità
n =	6		coeff. di omogenizzazione trefoli-cls
σc,el=	7	Mpa	tensione del cls a quota cavo equivalente
$\Delta\sigma$p =	96,6	Mpa	caduta di tensione dovuta alla viscosità = ϕ x n x σc,el

Cadute di tensione totali

Rilassamento	62,78	MPa
Def. elastica	13,05	MPa
Ritiro	61,09	MPa
Viscosità	96,6	MPa
Cadute totali	**233,52**	**MPa**
Rapporto cadute/tiro iniziale	21,23%	

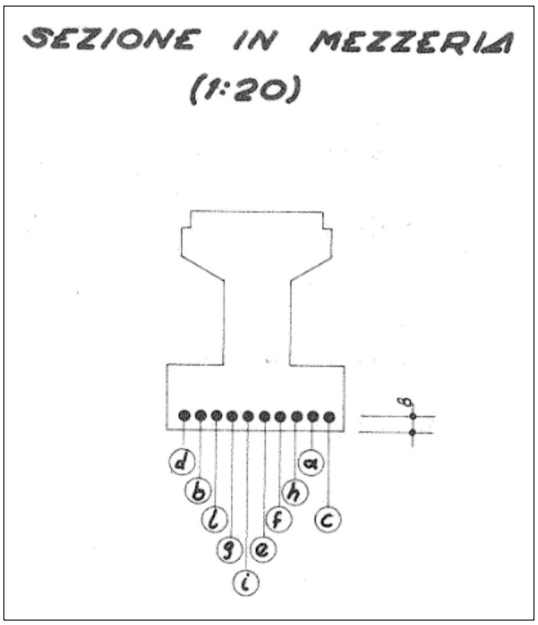
Il rapporto di cadute di tensione su tiro iniziale risulta prossimo al valore indicato nella relazione originaria di calcolo pari al 20%.

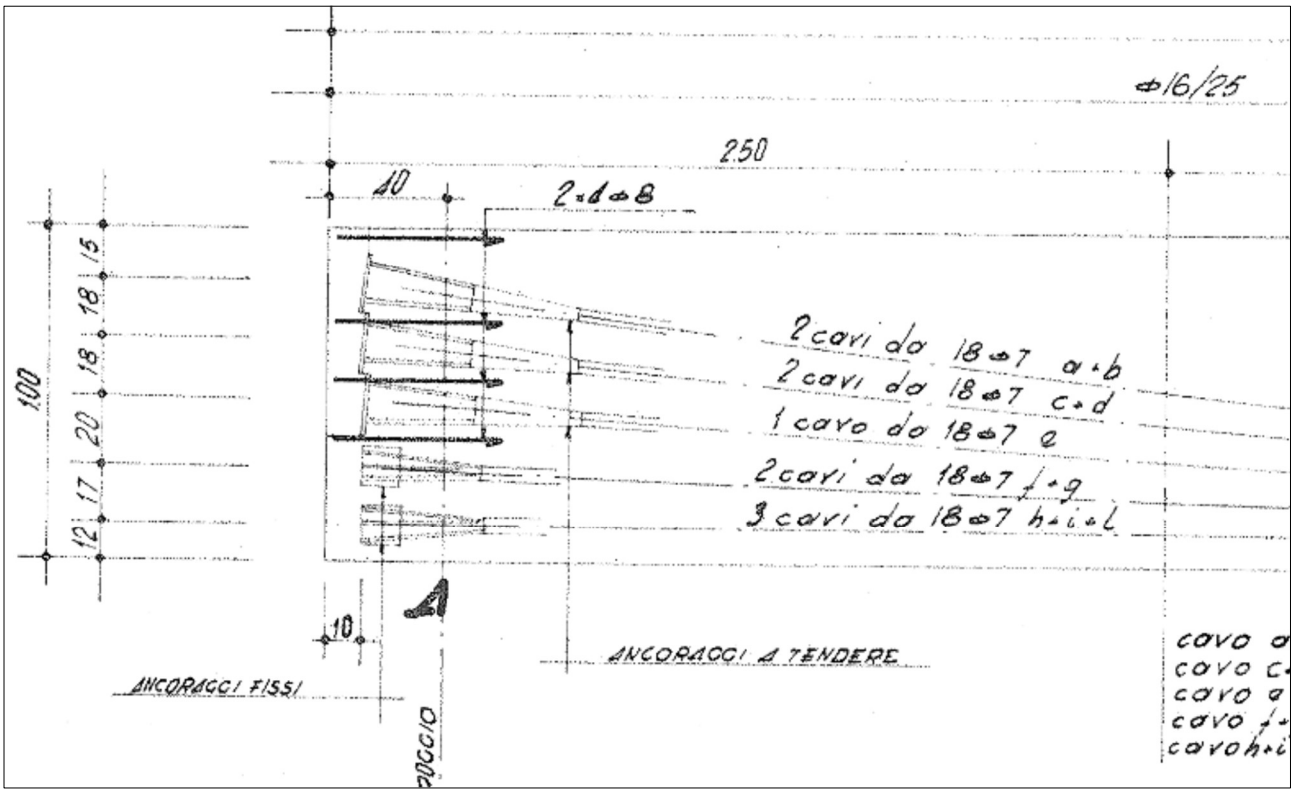
- **Verifica della trave in c.a.p.**

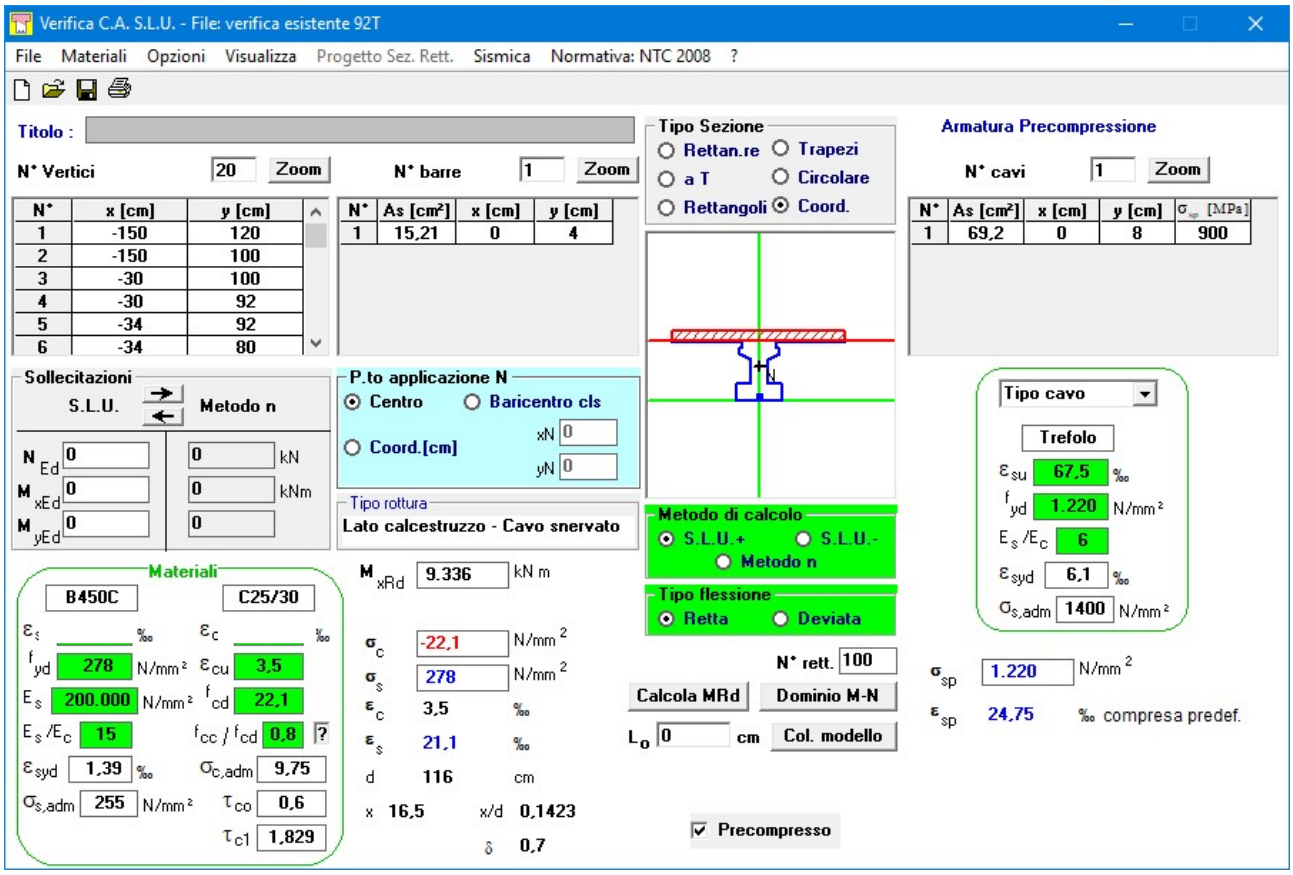
Verifica a Flessione

Si verifica la trave principale che risulta più sollecitata. Il momento massimo è pari a Med=5710 kNm.

L'armatura da c.a.p. disposta in mezzeria dedotta dagli esecutivi originali (di seguito riportati) è composta da n. 10 cavi costituiti da 12ϕ7 e 18ϕ7 mm. Si considera l'armatura lenta posta al lembo inferiore composta da 4ϕ22.







Il massimo momento resistente è pari a Mrd=9336 kNm, per cui la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata effettuata secondo NTC2018 4.1.2.1.3.2, considerando il contributo delle staffe Φ14/25 cm disposte nell'anima nel tratto prossimo all'appoggio:

DATI SEZIONE

B [cm]	H [cm]	c [cm]
30	120	4

DATI MATERIALE

Rck [kg/cm²]	fcd [kg/cm²]	fyd [kg/cm²]
400	221,0	2782

DATI ARMATURA A TAGLIO

Asw [cm²]	n	α [°]	s [cm]
1,54	2	90	25

cotθ [°]	Vrcd [t]	Vrsd [t]		
2,5	119,3	89,5	→	**Vrd [t]**
				89,5
cotθcorr [°]	**Vrcd [t]**	**Vrsd [t]**		
2,5	119,3	89,5		

Si raggiunge dunque una resistenza a taglio agli appoggi pari a 895 kN, superiore al taglio di calcolo pari a Ved=720 kN. La verifica è soddisfatta.

5 ANALISI SPALLE

5.1 DESCRIZIONE GENERALE

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

Le spalle presentano rigidezza 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)

La pendenza trasversale dell'impalcato fa si che le spalle della carreggiata Nord abbiamo una maggiore altezza ed estensione trasversale del paramento. Il numero di pali è il medesimo.

Nel seguito si riportano le analisi per la Spalla Carreggiata NORD direzione Bologna.

5.2.1 Geometria di verifica

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

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE			INDIRETTA
DIREZIONE	BOLOGNA	CARICHI DA IMPALCATO			SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		7.65	[m]	Larghezza zattera	
L2		4.93	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		2.72	[m]	Sbalzo zattera	
B		9.88	[m]	Lunghezza zattera equivalente	
b1		3.78	[m]	Lunghezza retrozattera equivalente	
b2		1.70	[m]	Spessore paramento	
b3		4.40	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a.	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo paramento (lato strada)	
H_{TOT}		11.56	[m]	Altezza totale	
H1		1.60	[m]	Spessore zattera	
H2		7.25	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		1.20	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.51	[m]	Altezza paraghiaia	
H5		0.40	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H_{zav_M}		9.17	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H_{zav_V}		2.00	[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}		21.29	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B_{imp}		4.93	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L_{imp}		19.65	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n_T		3		Numero travi principali	
i_T		1.75	[m]	Interasse travi principali	
A_T		0.06	[m^2]	Sezione trave principale	
L_{tr}		3.50	[m]	Lunghezza traversi	
n_{tr}		7		numero traversi compresi quelli di testata	
A_{tr}		0.03	[m^2]	sezione traverso	
H_{sol}		0.25	[m]	spessore soletta in c.a.	
H_{pav}		0.11	[m]	spessore pavimentazione	
H_{cord_sic}		0.16	[m]	altezza cordolo sicurvia	
B_{cord_sic}		0.70	[m]	larghezza cordolo sicurvia	
H_{cord_FOA}		0.00	[m]	altezza cordolo FOA	
B_{cord_FOA}		0.00	[m]	larghezza cordolo FOA	
H_{FOA}		0.00	[m]	altezza FOA	
sb_{FOA}		0.00	[m]	aggetto FOA	

Figura 5-1. 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

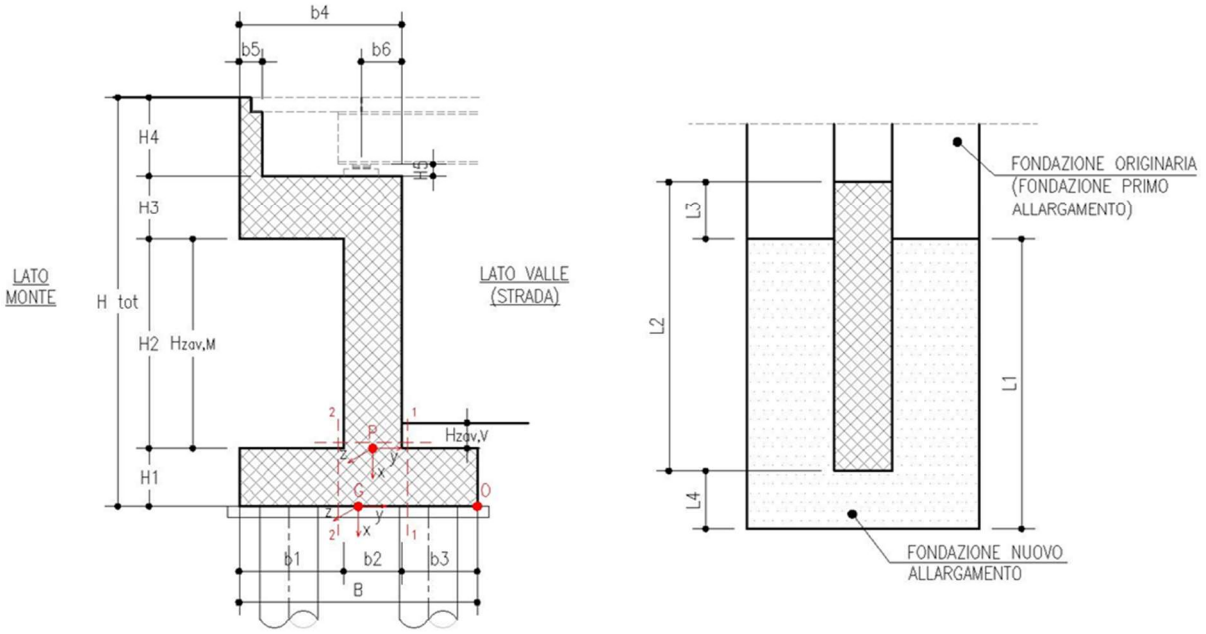


Figura 5-2. Sistema di riferimento

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

CARATTERIZZAZIONE AZIONE SISMICA

Località:			Opera 91T		
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_C* [sec]	F_0
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Catgoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.63	1.00	0.345
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	1.00		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.345		
Coefficiente sismico orizzontale		k_v	0.172		
Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:					
Sisma diretto verso l'alto: - kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	22.60	0.39			
φ - M1	35.00	0.61			
φ - M2	29.26	0.51			
k_{AE} - M1	**0.60**				
k_{AE} - M2	**0.74**				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	16.38	0.29			
φ - M1	35.00	0.61			
φ - M2	29.26	0.51			
k_{AE} - M1	**0.47**				
k_{AE} - M2	**0.58**				

5.2.2 Analisi strutturale del paramento

5.2.2.1 *Analisi dei carichi*

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato per ciascun appoggio di spalla ottenuti da una analisi semplificata dell'impalcato.

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO **PARAMENTO**		SOLLECITAZIONI VERIFICA ***PARAMENTO***		
	x_P	y_P	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-8.85	0.05	103	0	-5
Cordolo	-8.85	0.05	6	0	0
FOA	-8.85	0.05	0	0	0
Guardrail	-8.85	0.05	3	0	0
Pavimentazione	-8.85	0.05	20	0	-1
Vento	-8.85	0.05	0	0	0
Neve	-8.85	0.05	0	0	0
Tandem 1	-8.85	0.05	121	0	-6
Tandem 2	-8.85	0.05	1	0	0
Distribuito	-8.85	0.05	60	0	-3
Frenatura	-8.85	0.05	0	19	-172
Resistenza passiva dei vincoli	-8.85	0.05	0	7	-58
Sisma dir. oriz.	-8.85	0.05	0	108	-953
Sisma dir. vert.	-8.85	0.05	29	0	-1

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

ANALISI DEI CARICHI SOTTOSTRUTTURA - CONDIZIONI DI ESERCIZIO / SISMICHE

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.63	0.00	308.13	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-7.85	-0.55	84.00	0.00	46.20
Paraghiaia	-9.20	-1.75	15.05	0.00	26.34
TOTALE			**407**	**0**	**73**

(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

H_{SPINTA} [m]	9.96

Comb.	k0	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.43	-3.32	0.00	**0**	**423**	**-1402**

(C4): Sovraccarico accidentale

q [kN/m^2]	20

Componente verticale	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	0.00	**0**	**0**	**0**

Componente orizzontale	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4b)	-4.98	0.00	**0**	**85**	**-423**

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

k_h	0.3445
k_v	0.17225

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.63	0.00	-53.07	106.15	-384.79
Cordolo in c.a.	-7.85	-0.55	-14.47	28.94	-235.12
Paraghiaia	-9.20	-1.75	-2.59	5.18	-52.25
Zavorra a tergo	-4.58	-2.74	0.00	238.77	-1094.50
TOTALE			**-70**	**379**	**-1767**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento c.a.	-3.63	0.00	53.07	106.15	-384.79
Trave in c.a.	-7.85	-0.55	14.47	28.94	-219.21
Paraghiaia in c.a.	-9.20	-1.75	2.59	5.18	-43.18
Zavorra a tergo	-4.58	-2.74	0.00	238.77	-1094.50
TOTALE			**70**	**379**	**-1742**

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_P [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.60	268.56	492.48	**224**	-4.98	**-1115**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	ka	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_P [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.47	268.56	548.90	**280**	-4.98	**-1395**

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

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	132	0	-7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	407	0	73	0	0	0	0	423	-1402	0	0	0
Totale	**539**	**0**	**66**	**0**	**0**	**0**	**0**	**423**	**-1402**	**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	121	0	-6	1	0	0	60	0	-3
Sottostruttura	0	85	-423	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**85**	**-423**	**121**	**0**	**-6**	**1**	**0**	**0**	**60**	**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	19	-172	0	7	-58	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**19**	**-172**	**0**	**7**	**-58**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**	**0**

RISULTANTI	CS1 (-kv)			CS1 (+kv)			CS2 (-kv)			CS2 (+kv)		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	-29	108	-952	29	108	-955	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-70	379	-1767	70	379	-1742	0	224	-1115	0	280	-1395
Totale	**-99**	**487**	**-2718**	**99**	**487**	**-2696**	**0**	**224**	**-1115**	**0**	**280**	**-1395**

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

5.2.2.2 *Combinazioni di calcolo*

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

Figura 5-6. Elenco dei Carichi

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

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

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

5.2.2.3 *Sollecitazioni di calcolo risultanti*

Azioni di calcolo								
	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
DESCRIZIONE	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**
COMBINAZIONE	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
N_{Ed} [kN/m]	728	972	883	761	539	784	694	572
V_{Ed} [kN/m]	694	694	720	720	694	694	720	720
M_{Ed} [kNm/m]	-2454	-2466	-2693	-2687	-2477	-2489	-2716	-2710

	sismica		Rara				frequente	
DESCRIZIONE	**Traffico +**	**Traffico -**	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**	**no traffico**	**traffico 1**
COMBINAZIONE	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**
N_{Ed} [kN/m]	675	476	539	720	654	564	539	654
V_{Ed} [kN/m]	1213	1157	514	514	534	534	493	493
M_{Ed} [kNm/m]	-5573	-5314	-1817	-1827	-1995	-1990	-1712	-1718

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

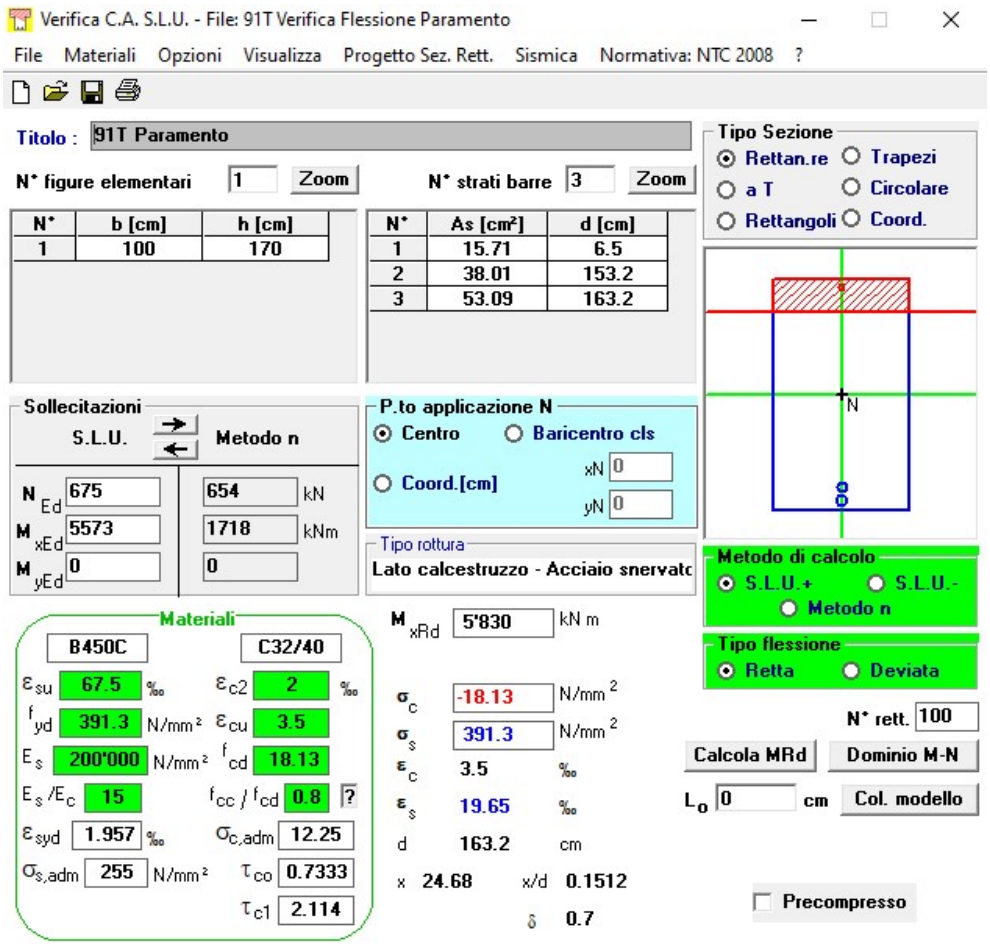
5.2.2.4 *Verifiche strutturali*

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale – lato terra: 1Ø26/10 cm + 1Ø22/10 cm
- Armatura verticale – lato strada: 1Ø20/20 cm
- Armatura trasversale: (1+1)Ø20/20 cm
- Spilli: 1Ø12/20x40 cm

Verifica a presso-flessione della sezione di incastro

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



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

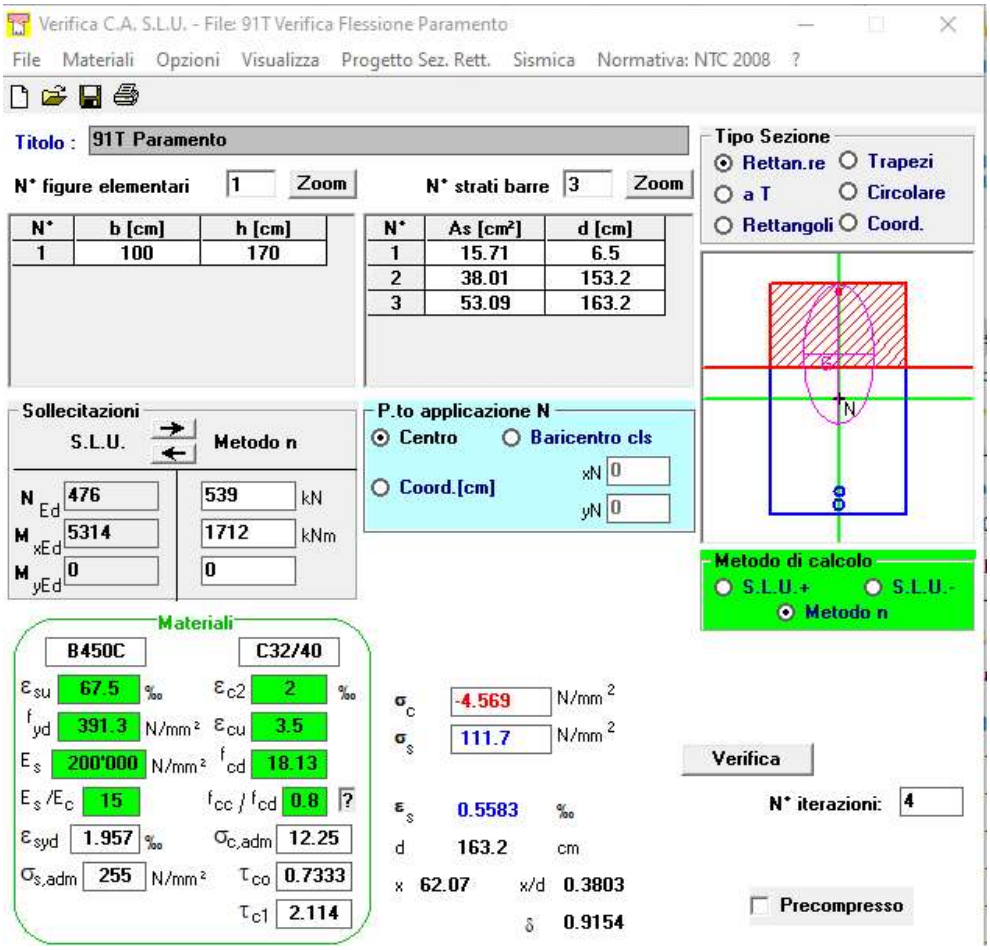
	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	$F_s = M_{Ed}/M_{Rd}$
COMB 9	675	5573	5830	0.96
COMB 10	476	5314	5701	0.93

Verifica a taglio della sezione di incastro

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	33.2	
f_{cd} [MPa] =	18.81	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ctk} [MPa] =	2.17				
f_{ctd} [MPa] =	1.45	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C γ_s=1.15)			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1600	Altezza della sezione			
d [mm] =	1532	Altezza utille della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
α_c=	1	1 per N=0			
α=	90	inclinazione armatura		1.57079633	
θ=	45	inclinazione fessura		0.78539816	
cotgα =	6.1257E-17				
cotgθ =	1.00	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**6484.96**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'$_{cd}$ (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	502.65	ø16/40	area staffe		
s [mm] =	200		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	**1355.99**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**1355.99**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**1190.00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

Verifica a fessurazione della sezione di incastro

Si riporta la verifica per la combinazione più gravosa, la combinazione 16.



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

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

	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
COMB 15	654	1718	-4.47	107
COMB 16	539	1712	-4.57	111.7

5.2.3 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.2.3.1 *Analisi dei carichi*

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN ***FONDAZIONE***		SOLLECITAZIONI VERIFICA ***FONDAZIONE***		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-10.45	-0.26	103	0	27
Cordolo	-10.45	-0.26	6	0	1
FOA	-10.45	-0.26	0	0	0
Guardrail	-10.45	-0.26	3	0	1
Pavimentazione	-10.45	-0.26	20	0	5
Vento	-10.45	-0.26	0	0	0
Neve	-10.45	-0.26	0	0	0
Tandem 1	-10.45	-0.26	121	0	31
Tandem 2	-10.45	-0.26	1	0	0
Distribuito	-10.45	-0.26	60	0	16
Frenatura	-10.45	-0.26	0	19	-203
Resistenza passiva dei vincoli	-10.45	-0.26	0	7	-69
Sisma dir. oriz.	-10.45	-0.26	0	108	-1125
Sisma dir. vert.	-10.45	-0.26	29	0	8

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

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	-0.80	0.00	395.20	0.00	0.00
Paramento	-5.23	-0.31	308.13	0.00	95.52
Cordolo in c.a.	-9.45	-0.86	84.00	0.00	72.24
Paraghiaia	-10.80	-2.06	15.05	0.00	31.00
Zavorra lato valle	-2.60	2.74	176.00	0.00	-482.24
TOTALE			**978**	**0**	**-283**

(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	-6.18	-3.05	**693**	**0**	**2114**

(C3): Spinta delle terre - riposo

H_{SPINTA} [m]	11.56

Comb.	k0	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.43	-3.85	0.00	**0**	**569**	**-2193**
M2	0.51	-3.85	0.00	**0**	**683**	**-2629**

(C4): Sovraccarico accidentale

q [kN/m^2]	20

Componente verticale	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovraccarico accidentale (4a)	0.00	-3.05	**76**	**0**	**231**

Componente orizzontale	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-5.78	0.00	**0**	**99**	**-569**
Sovr. accidentale (4b) M2	-5.78	0.00	**0**	**118**	**-683**

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

k_h	0.345
k_v	0.172

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Fondazione	-0.80	0.00	-68.07	136.15	-108.92
Paramento	-5.23	-0.31	-53.07	106.15	-571.08
Cordolo in c.a.	-9.45	-0.86	-14.47	28.94	-285.91
Paraghiaia	-10.80	-2.06	-2.59	5.18	-61.35
Zavorra a tergo	-6.18	-3.05	-119.38	238.77	-1840.65
Zavorra lato valle	-2.60	2.74	-30.32	60.63	-74.58
TOTALE			**-288**	**576**	**-2942**

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.	-0.80	0.00	68.07	136.15	-108.92
Paramento c.a.	-5.23	-0.31	53.07	106.15	-538.18
Trave in c.a.	-9.45	-0.86	14.47	28.94	-261.02
Paraghiaia in c.a.	-10.80	-2.06	2.59	5.18	-50.67
Zavorra a tergo	-6.18	-3.05	119.38	238.77	-1112.40
Zavorra lato valle	-2.60	2.74	30.32	60.63	-240.71
TOTALE			**288**	**576**	**-2312**

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_a	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.60	361.82	663.51	**302**	-5.78	**-1743**
M2	0.34	0.74	458.56	821.62	**363**	-5.78	**-2098**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	ka	k_{AE}	S_a [kN/m]	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]	x_G [m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	0.47	361.82	739.52	**378**	-5.78	**-2182**
M2	0.34	0.58	458.56	904.01	**445**	-5.78	**-2574**

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

Si aggiunge, come mostrato nel seguito, il peso della zattera di fondazione lateralmente alla spalla e il peso del ricoprimento soprastante.

(C1): Pesi propri - strutturali e non	R_x [kN]	x_G [m]	y_G [m]	M_z [kNm]	L param	R_x [kN/m]	M_z [kNm/m]
Peso proprio zattera laterale	1425	-0.800	-1.610	2295	4.93	289	465
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento uniforme	1425	-2.600	-1.610	2295	4.93	289	465
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento quarto cono	1176	-4.26	-3.65	4294	4.93	239	871
TOTALE						**817**	**1802**

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non					
Sisma diretto verso l'alto: - kv	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Peso proprio zattera laterale	-0.800	-1.610	-50	100	-160
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento uniforme	-2.600	-1.610	-50	0	-80
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento quarto cono	-4.265	-3.650	-41	0	-150
TOTALE			**-141**	**100**	**-390**
Sisma diretto verso il basso: + kv	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Peso proprio zattera laterale	-0.800	-1.610	50	100	0
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento uniforme	-2.600	-1.610	50	0	80
Peso terreno sopra zattera laterale - ricoprimento quarto cono	-4.265	-3.650	41	0	150
TOTALE			**141**	**100**	**231**

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	132	0	34	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	1795	0	1518	693	0	2114	0	569	-2193	76	0	231
Totale	**1927**	**0**	**1553**	**693**	**0**	**2114**	**0**	**569**	**-2193**	**76**	**0**	**231**

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	121	0	31	1	0	0	60	0	16
Sottostruttura	0	99	-569	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**99**	**-569**	**121**	**0**	**31**	**1**	**0**	**0**	**60**	**0**	**16**

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	19	-203	0	7	-69	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**19**	**-203**	**0**	**7**	**-69**	**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	-29	108	-1133	29	108	-1118	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-429	675	-3333	429	675	-2081	0	302	-1743	0	378	-2182
Totale	**-458**	**783**	**-4466**	**458**	**783**	**-3199**	**0**	**302**	**-1743**	**0**	**378**	**-2182**

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

5.2.3.2 *Combinazioni di calcolo*

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

Figura 5-12. Elenco dei carichi

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

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

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

5.2.3.3 *Sollecitazioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione*

Azioni di calcolo

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione			
DESCRIZIONE	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**
COMBINAZIONE	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
N_{Ed} [kN/m]	3295	3539	3450	3328	2620	2865	2775	2653
V_{Ed} [kN/m]	911	911	937	937	911	911	937	937
M_{Ed} [kNm/m]	388	451	154	123	-156	-92	-389	-421

	sismica		Rara				frequente	
DESCRIZIONE	**Traffico +**	**Traffico -**	**no traffico**	**traffico 1**	**traffico 2a**	**traffico 2a config 2**	**no traffico**	**traffico 1**
COMBINAZIONE	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**
N_{Ed} [kN/m]	3114	2199	2620	2801	2735	2645	2620	2735
V_{Ed} [kN/m]	1756	1680	675	675	694	694	650	650
M_{Ed} [kNm/m]	-4081	-4908	835	882	662	639	978	1008

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

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

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

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

5.2.3.4 *Sollecitazioni plinto di fondazione*

Data la disposizione dei pali di fondazione rispetto alla spalla e al muro d'ala, le sollecitazioni nel plinto di fondazione sono state calcolate mediante l'ausilio di un modello ad elementi finiti sviluppato con il programma di calcolo SAP2000.

5.2.3.5 *Descrizione del modello di calcolo*

La zattera di fondazione è stata modellata mediante elementi shell-thick aventi le medesime caratteristiche geometriche e meccaniche.

Sono statati considerati vincoli di incastro perfetto in prossimità:

- del paramento della spalla;
- del paramento del muro d'ala.

La seguente immagine mostra la geometria della zattera e la posizione dei pali e del bordo vincolato.

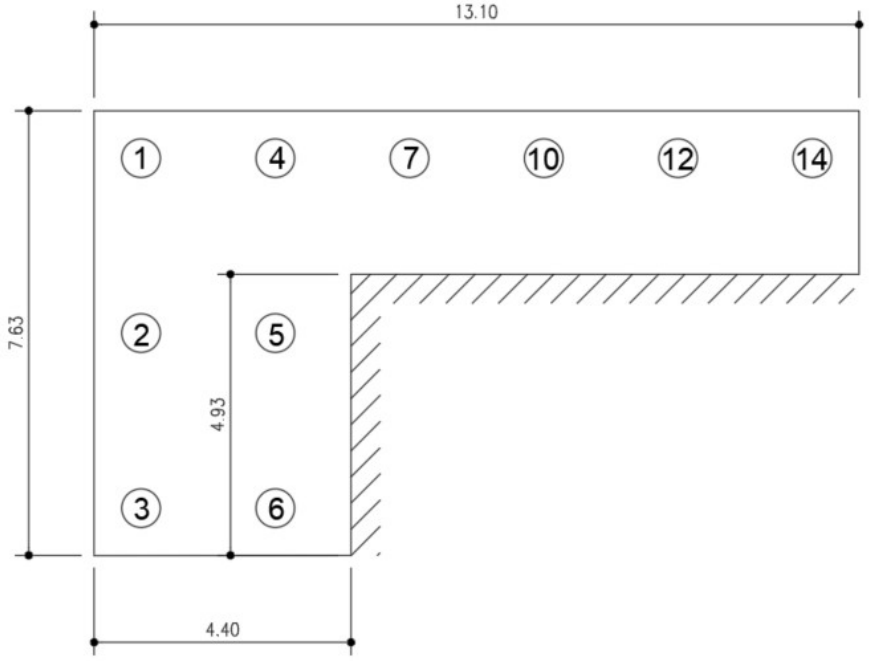


Figura 5-15. Schema statico della zattera di fondazione

5.2.3.6 *Analisi dei carichi*

- **Carichi permanenti strutturali**

Il peso proprio strutturale (DEAD LOAD) è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo (γ_c = 25 kN/m^3).

- **Carichi permanenti non strutturali – peso terreno di ricoprimento uniforme**

Ricoprimento costante zattera: h = 2.00m

Peso proprio: γ = 20 kN/m^3

Carico uniforme agente: p = 20 kN/m^3 x 2.00m = 40 kN/m^2

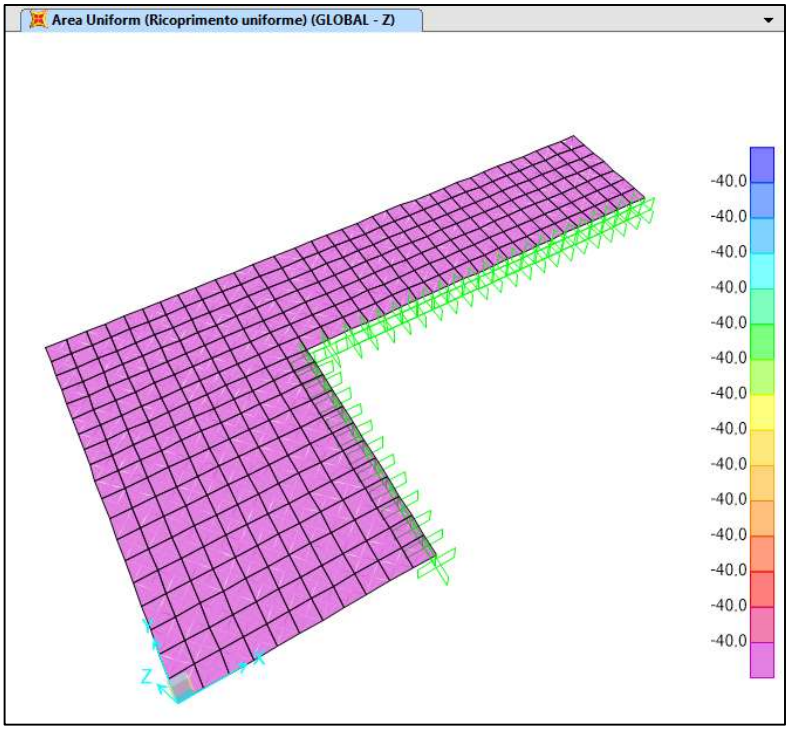


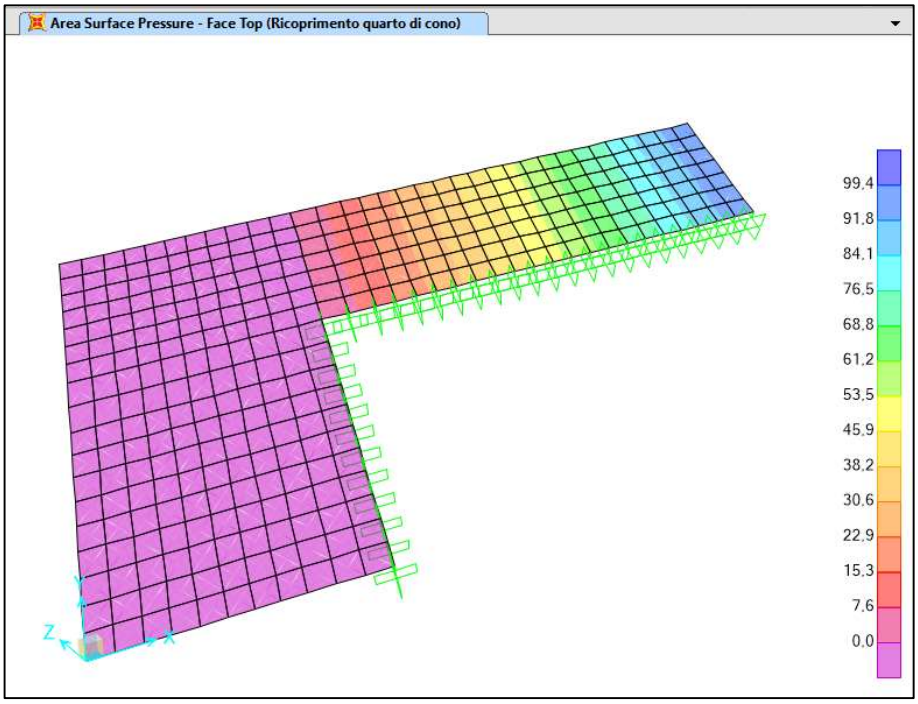
Figura 5-16. Carichi permanenti non strutturali – peso terreno di ricoprimento.

- **Carichi permanenti non strutturali – peso terreno del quarto di cono**

Ricoprimento minimo/massimo zattera: h_{min} = 0.00m

h_{max} = (4/7) x 8.70m = 4.97m

Peso proprio: γ = 20 kN/m^3



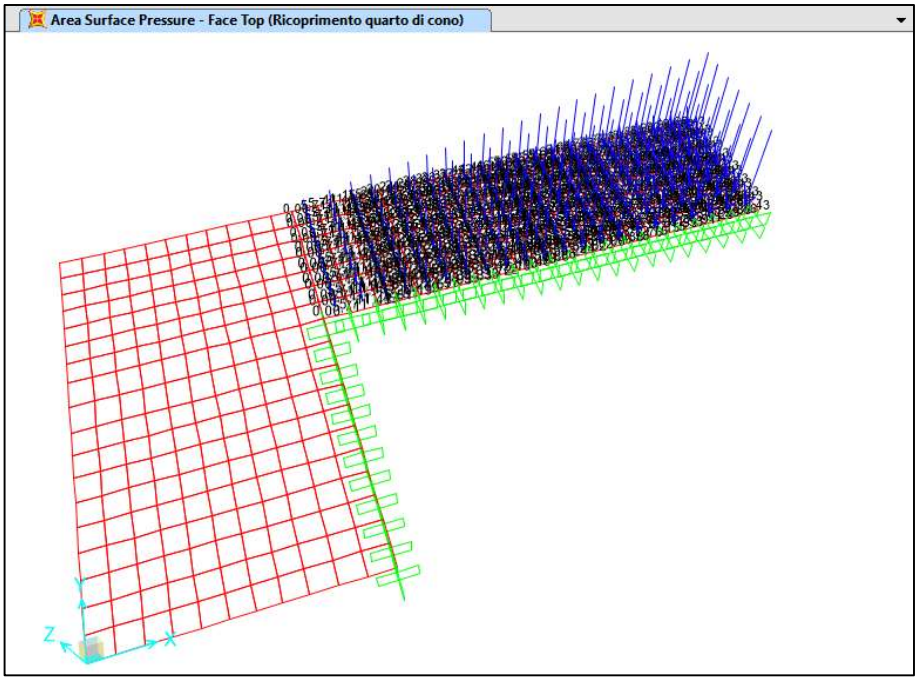


Figura 5-17. Carichi permanenti non strutturali – peso terreno di ricoprimento del quarto di cono.

- **Reazione dei pali**

Si sono considerate le combinazioni più significative. A titolo dimostrativo, si plotta la combinazione 1.

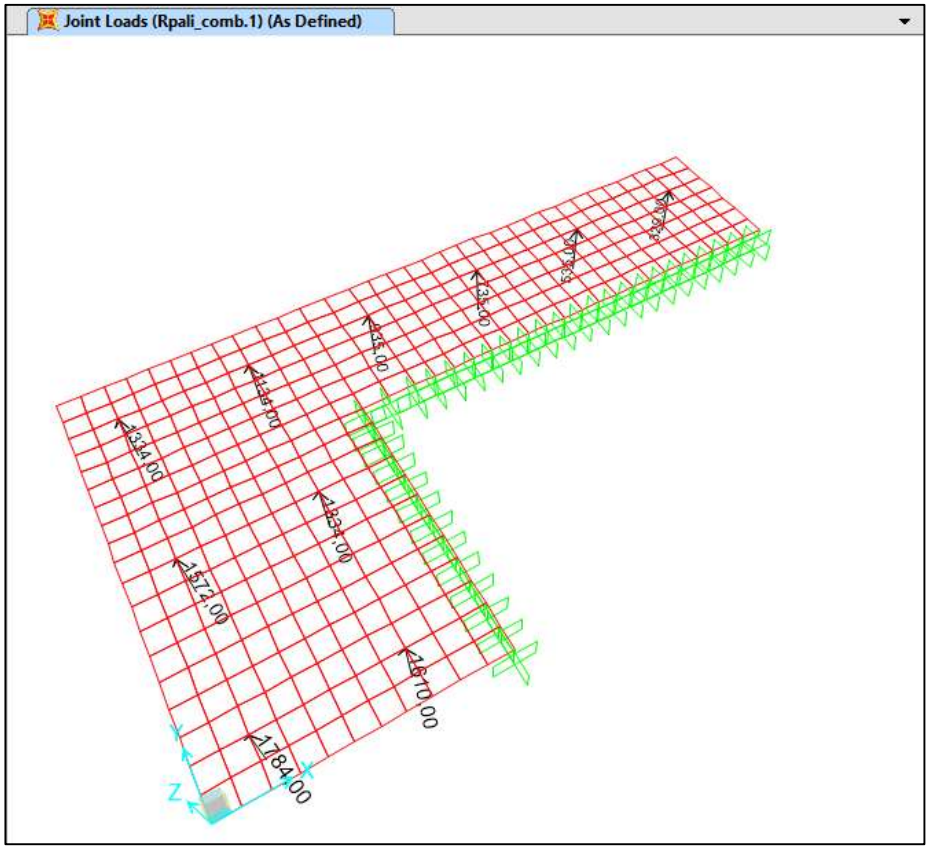


Figura 5-18. Reazione dei pali_Rpali_comb.1

5.2.3.7 *Combinazioni di calcolo*

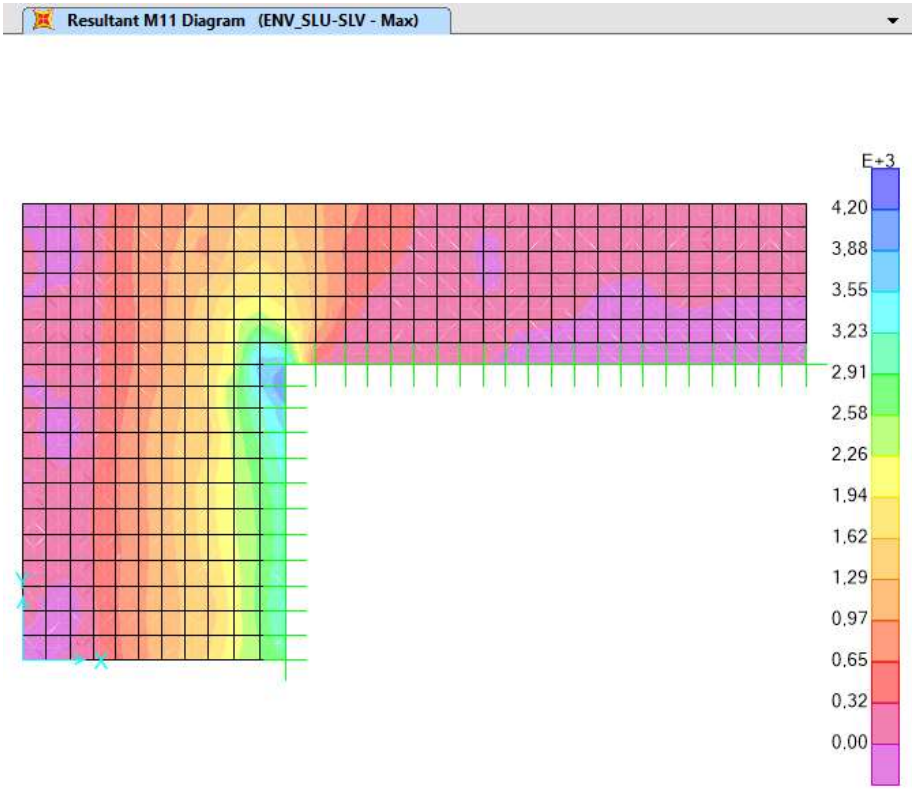
Si combinano i carichi permanenti con le reazioni dei pali, per ogni combinazione di carico, desunte dalla relazione geotecnica. Si mantiene il coefficiente unitario per ogni carico.

Si inviluppano le combinazioni SLU/SISMICHE ai fini dell'analisi strutturatale, le combinazioni SLE Frequenti per il calcolo del regime fessurativo della ciabatta di fondazione.

5.2.3.8 *Sollecitazioni nelle direzioni principali*

I seguenti diagrammi mostrano l'andamento delle sollecitazioni flettenti e taglianti nelle due direzioni principali.

In direzione 1, i momenti massimi sono in prossimità del paramento della spalla, il picco di momento è localizzato nello spigolo d'incastro e vale M_{sd_1max} = 4249 kNm/m.



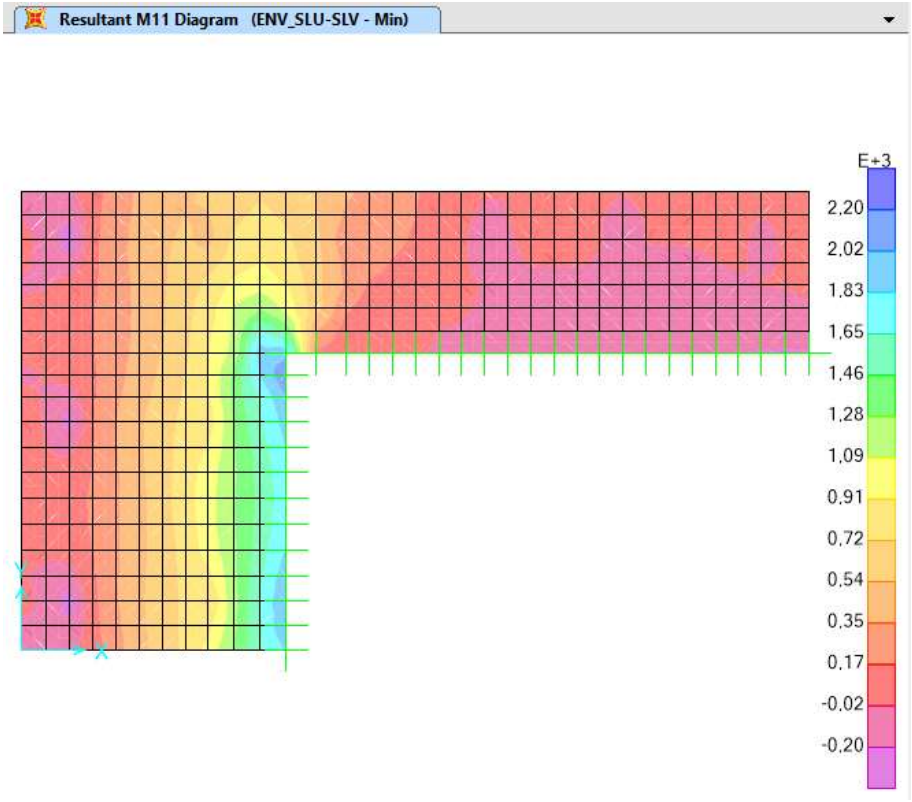
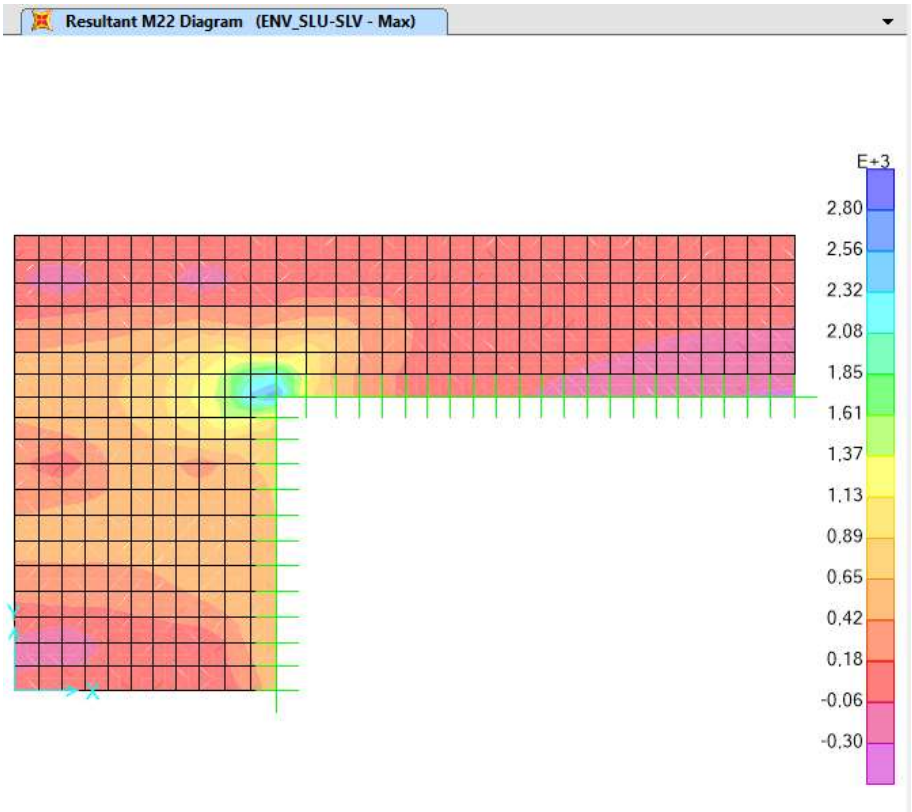


Figura 5-19. Momenti flettente M11 [kNm/m] max e min_Inviluppo combinazioni SLU e SISMICA

In direzione 2, i momenti massimi sono in prossimità del paramento del muro d'ala, il picco di momento è sempre localizzato nello spigolo d'incastro, mendiando nell'intorno della mesh si ottiene M_{sd_2max} = 2565 kNm/m.



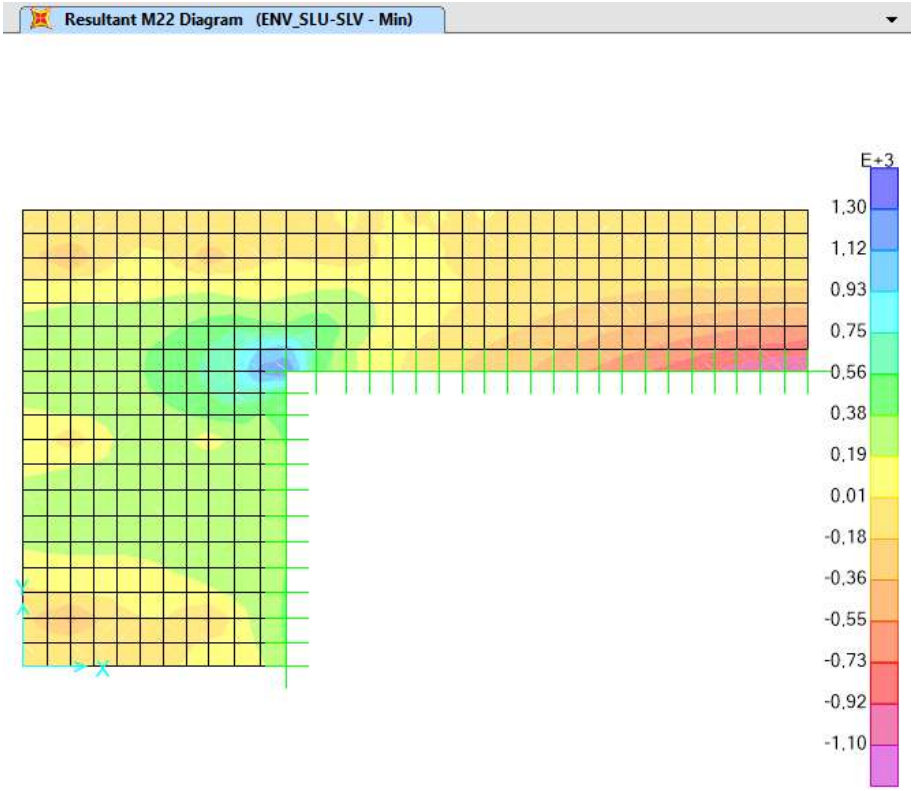
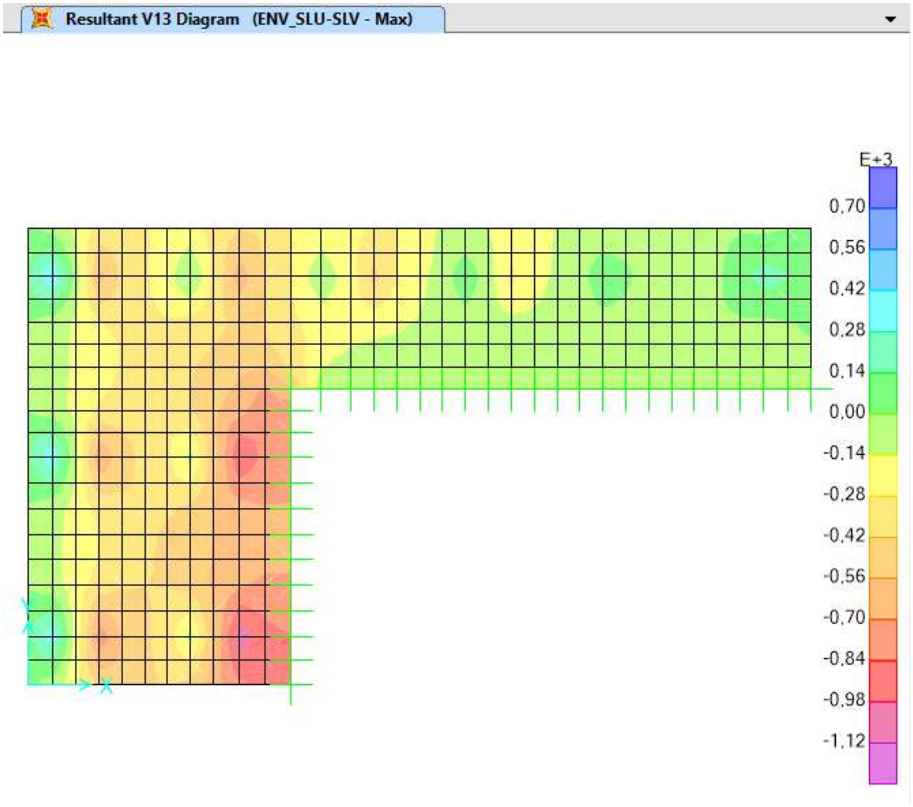


Figura 5-20. Momenti flettente M22 [kNm/m] max e min _ Inviluppo combinazioni SLU e SISMICA



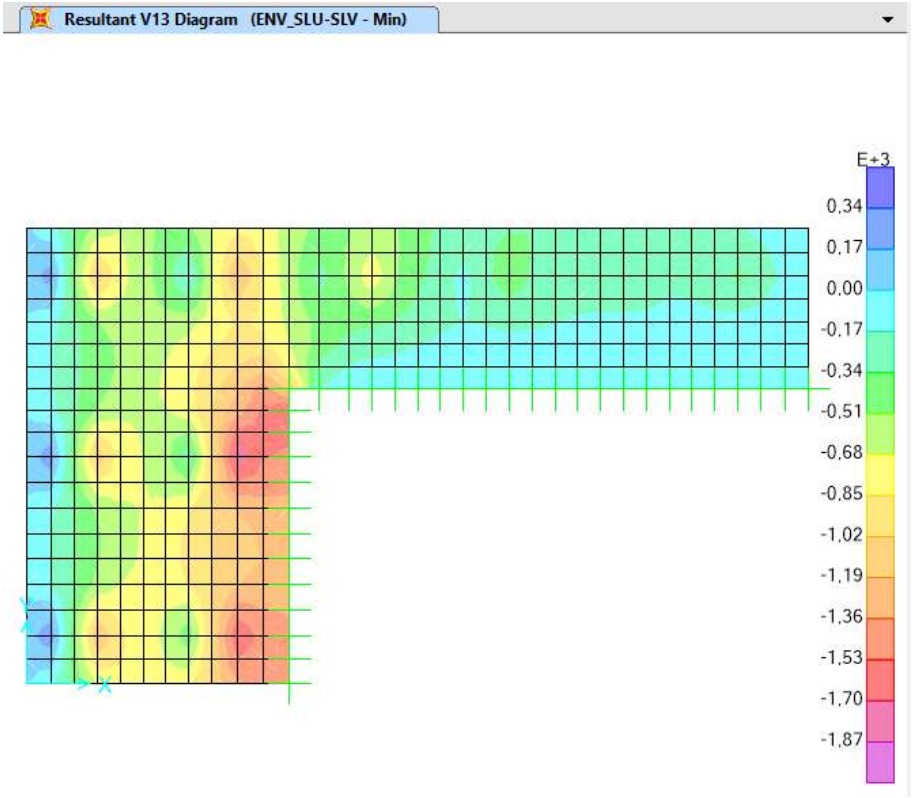
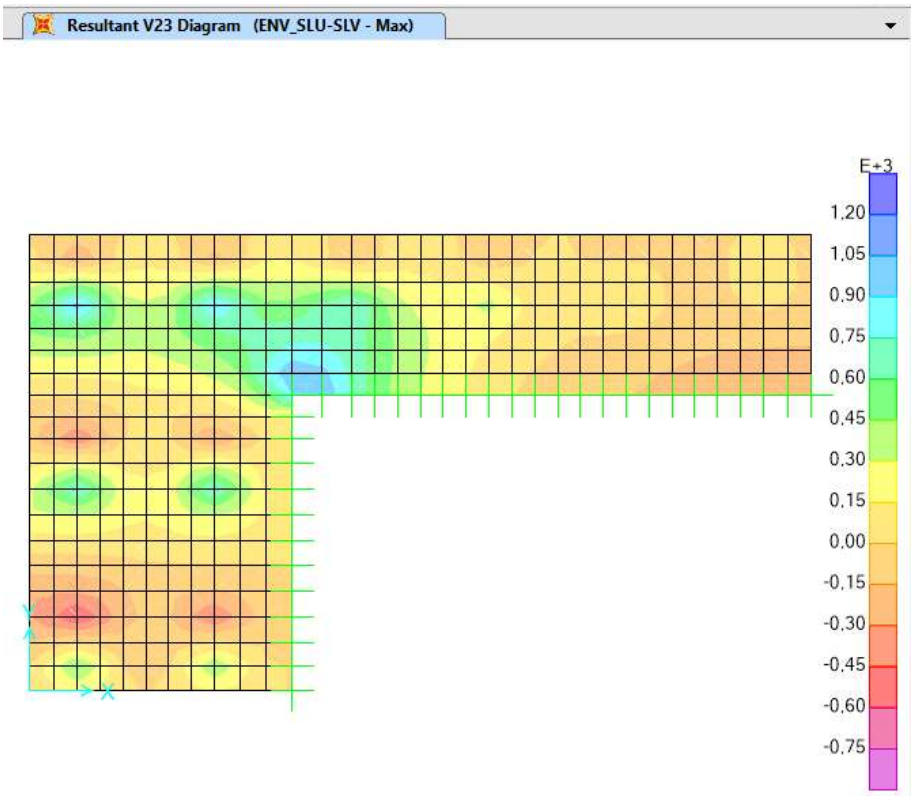


Figura 5-21. Taglio V13 [kN/m] max e min _ Inviluppo combinazioni SLU e SISMICA



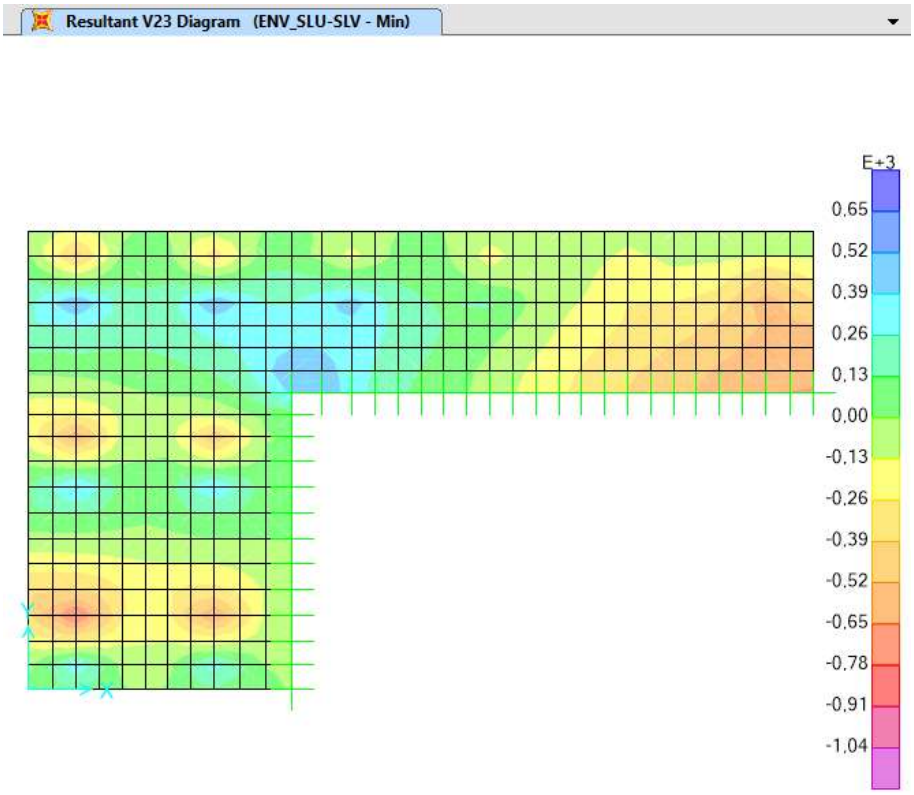


Figura 5-22. Taglio V23 [kN/m] max e min _ Inviluppo valori min combinazioni SLU e SISMICA

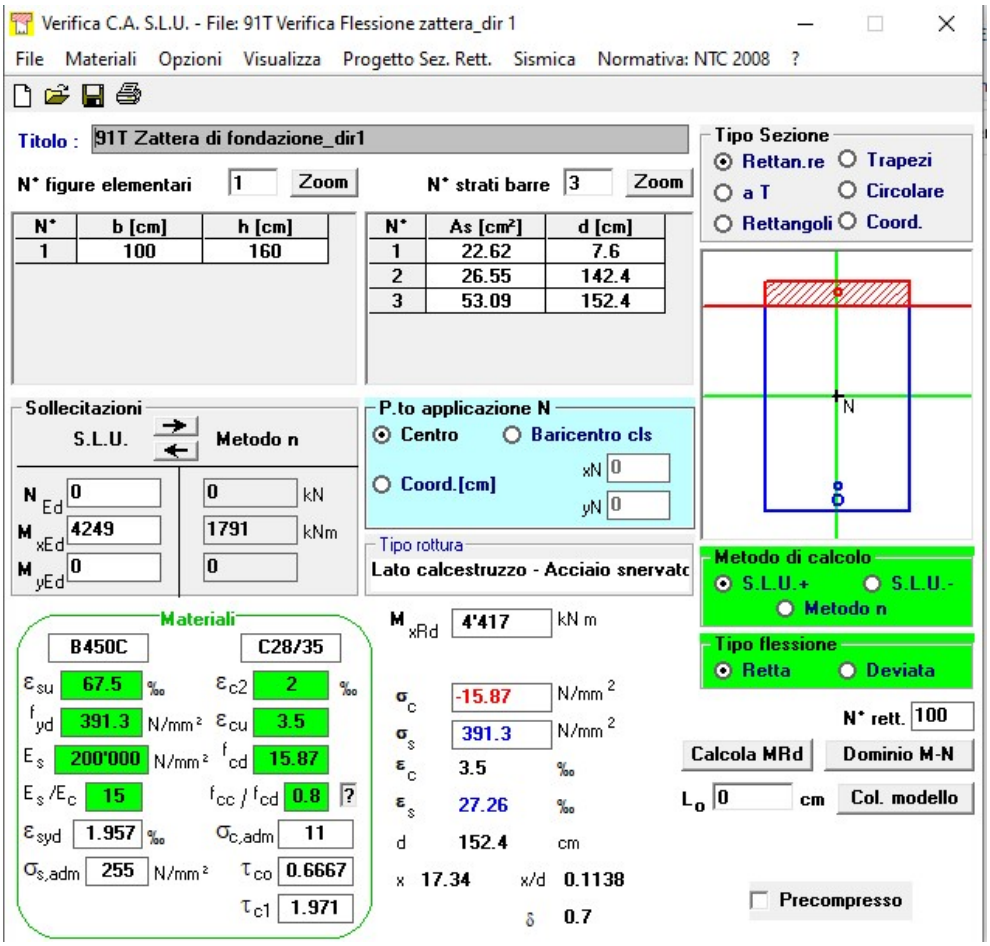
5.2.3.9 *Verifiche strutturali*

Si considerano le seguenti armature.

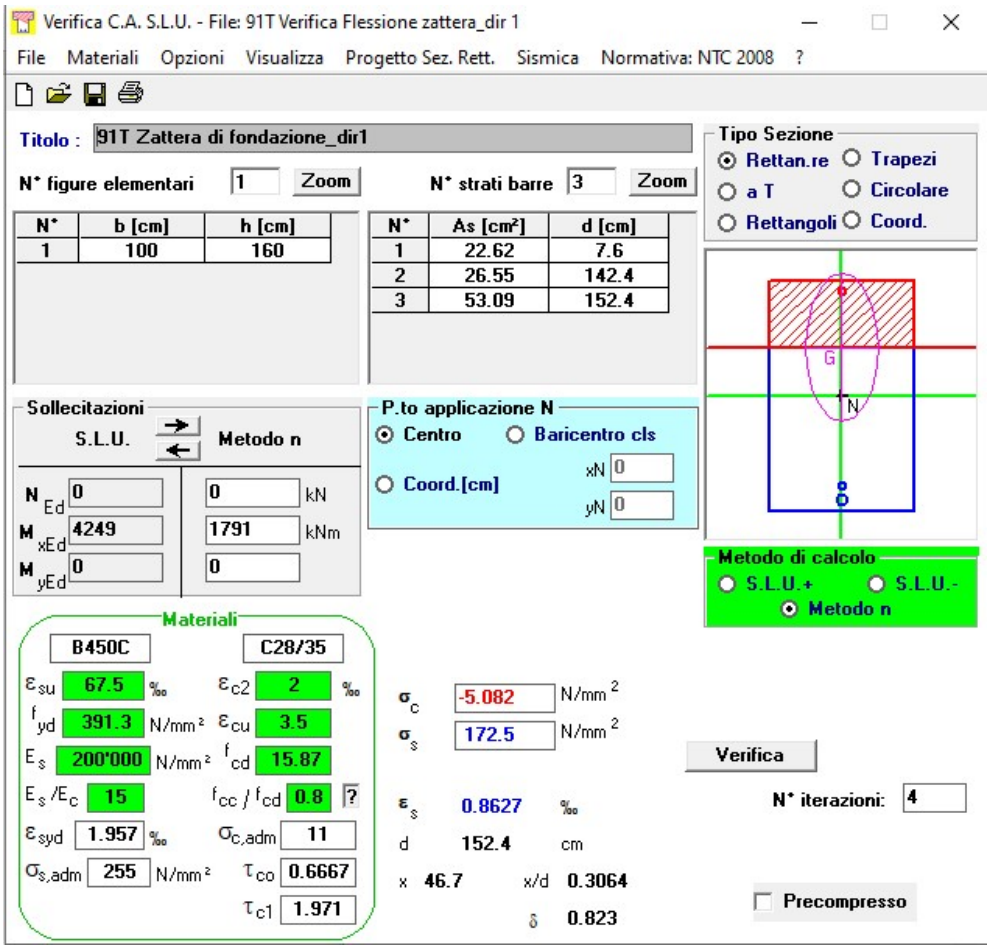
- Armatura retrozattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø24/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø24/20cm
  - o Armatura trasversale superiore: 1Ø24/20cm
  - o Armatura trasversale inferiore: 1Ø24/10cm
  - o Spilli: 1Ø12/20/40cm

- Armatura avanzattera:
  - o Armatura superiore: 1Ø24/20cm
  - o Armatura inferiore: 1Ø26/10cm + 1Ø26/20cm
  - o Armatura trasversale superiore: 1Ø24/20cm
  - o Armatura trasversale inferiore: 1Ø24/10cm
  - o Spilli: 1Ø12/20/40cm

Verifica a flessione dir 1_SLU

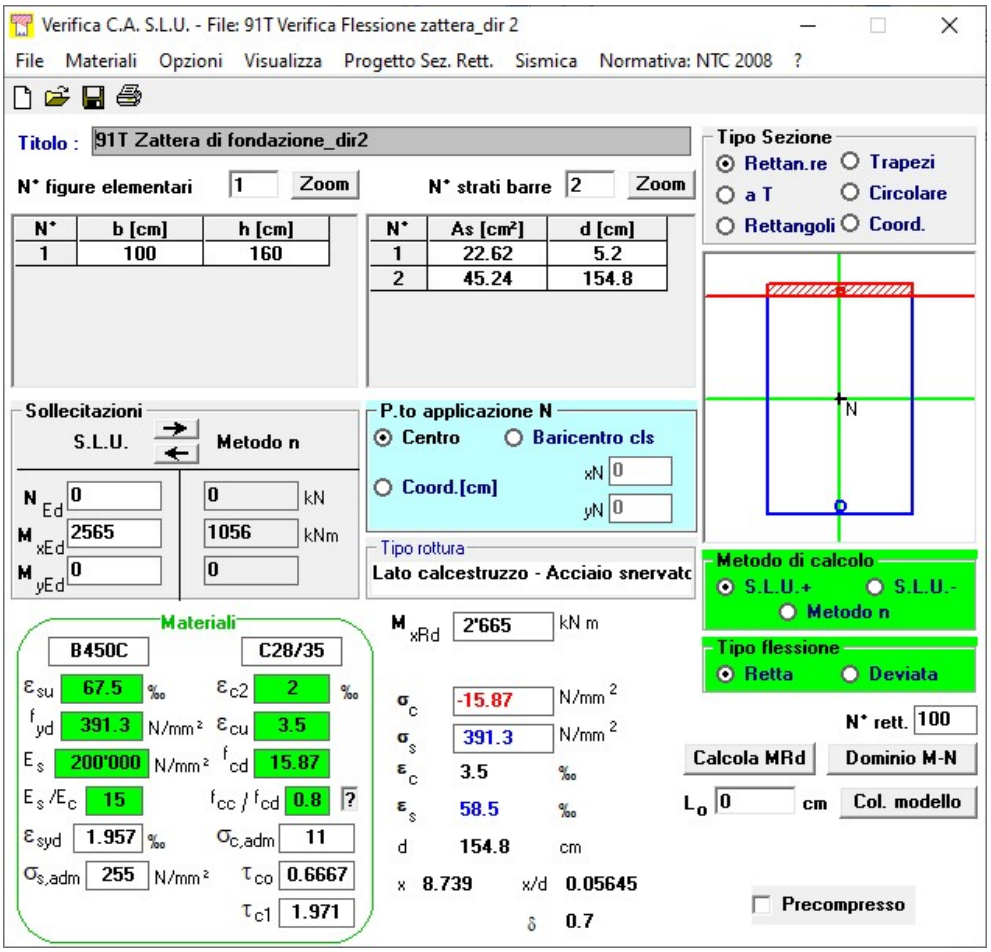


Verifica a fessurazione dir 1_SLE

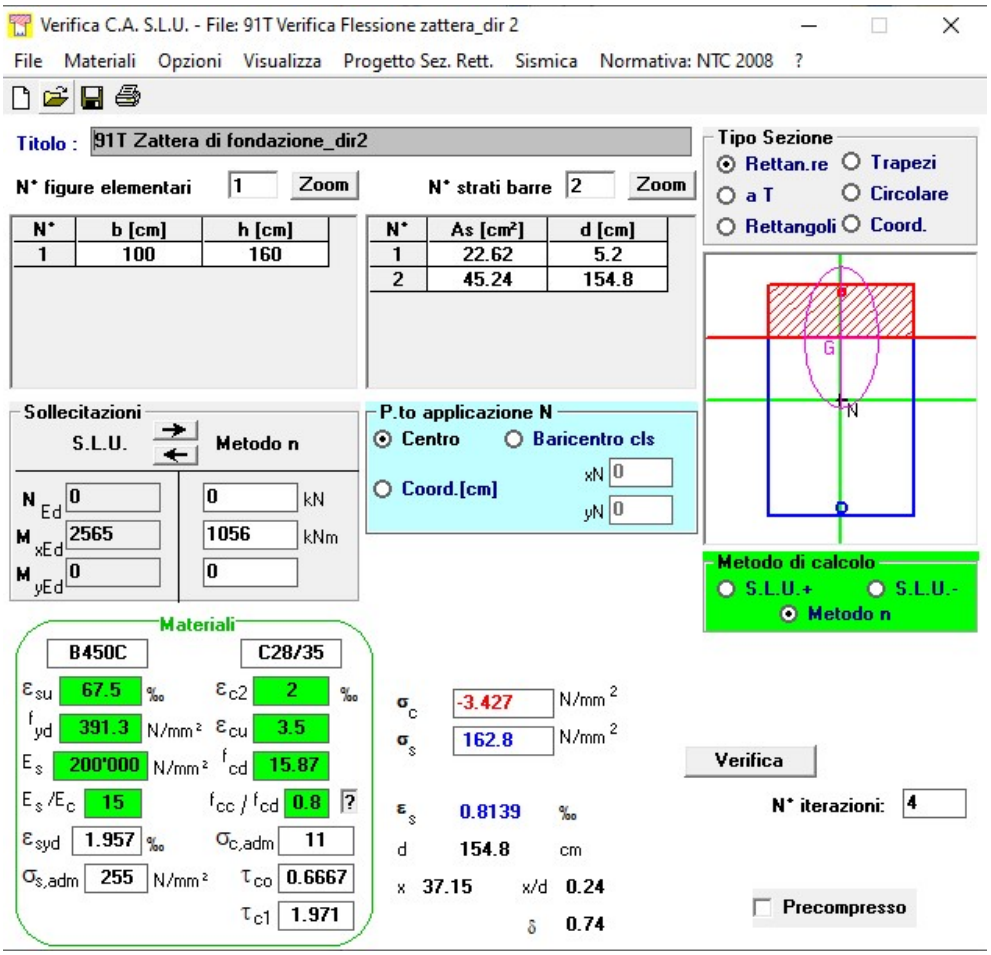


La Verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 220 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

Verifica a flessione dir 2_SLU



Verifica a fessurazione dir 2_SLE



La Verifica a Fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione Frequente, è inferiore a 227 MPa, come specificato nella tabella C4.1.II delle NTC 2018.

Verifica a taglio

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	35		f_{ck} [MPa] =	29.05	
f_{cd} [MPa] =	16.46	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ctk} [MPa] =	1.98				
f_{ctd} [MPa] =	1.32	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C γ_s=1.15)			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1600	Altezza della sezione			
d [mm] =	1523	Altezza utille 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	
cotgα =	6.1257E-17				
cotgθ =	2.50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**3890.14**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'_{cd} (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	282.74	ø12/40	area spilli		
s [mm] =	200		passo spilli		
V_{Rsd} [kN] =	**1895.79**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**1895.79**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**1805.00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

La verifica a taglio è stata condotta in riferimento al massimo valore riscontrato in prossimità del bordo incastrato. I picchi di taglio, in corrispondenza dei pali, diffusi altimetricamente a 45° danno un valore di sollecitazione inferiore a quello con cui è stata condotta la verifica.

5.2.4 Analisi strutturale del paraghiaia

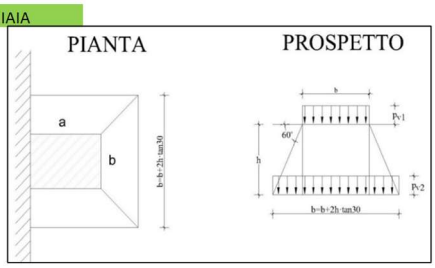
Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] =	1.60	
B_{paragh} [m] =	0.40	

Caratteristiche Terreno

γ =	20	kN/mc			
Φ =	35	°	=	0.611	rad
k_0 =	0.43				
$h_{terreno\ spinta}$ =	1.60	m			

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA



1) Peso proprio

N	**15.95**	kN/m

2) Spinta Terreno

S_t	**10.85**	kN/m --> spinta distribuita
M_t	**5.77**	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}	0	kN/mq

Impronta di Carico

a	2.20	m	v. Par. C5.1.3.3.5.1
b	3.00	m	Circolare 21/01/2019
a'	3.12	m	
b'	4.84	m	

Pressioni su paraghiaia

$p_{1(verticale)}$	90.91	MPa
$p_{2(verticale)}$	39.71	MPa
$\sigma_{1(orizzontale)}$	38.77	MPa
$\sigma_{2(orizzontale)}$	16.93	MPa

Azioni

S_{H2}	27.01	kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
S_{H1}	17.41	kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
S_H	**44.42**	kN/m --> spinta totale
M_{SH}	**40.05**	kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q1k	**300**	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
F_f=0,6Q1k	180	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
S_f	**29.08**	kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a L = w + 2x$h_{pargh.}$)
M_f	**46.38**	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	16	0	0
C2	0	11	6
C3.1	0	44	40
C3.2	300	29	46

Combinazioni di calcolo

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

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
N_{Ed} [kN/m]	16	421	16	316	16	16
V_{Ed} [kN/m]	75	99	55	73	44	11
M_{Ed} [kNm/m]	62	111	46	82	36	6

Figura 5-23. Riepilogo sollecitazioni sul paraghiaia

Si considerano le seguenti armature:

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

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

Paraghiaia - Sezione di incastro con paramento

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C32/40	R_{ck} =	40	N/mm²	f_{ck} =	28	N/mm²
γ_c =	1.5	α_{cc} =	0.85		f_{cd} =	15.87	N/mm²
		E_c =	32308	N/mm²	f_{ctm} =	2.77	N/mm²
Acciaio	B450C	E_s =	200000	N/mm²	f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	ε'_{se}	1.96		f_{yd} =	391.30	N/mm²

Caratteristiche geometriche della sezione

			n.	ø(mm)	A_s (mm²)	y (mm)
B =	1000	mm base				
H =	400	mm altezza	5	16	1005	59
c =	35	mm coprifer.			-	
N_{Ed} positivo di compressione			5	16	1005	341
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione					-	
y distanza dell'armatura dal lembo superiore				Σ	2011	mm²

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Flessione

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
SLU-1	incastro paramento	16.00	62.00	75.00	139.50	**2.25**
SLU-2	incastro paramento	421.00	111.00	99.00	199.80	**1.80**

Taglio

ϕ_{staffe} =	1	mm	α =	90	° inclinazione staffa	
n_b =	1	n° braccia	s =	1000	mm passo	

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
SLU-2	incastro paramento	229.82			229.82	**2.32**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio

Comb. Rara	$\sigma_{c,max}$ =	16.80	N/mm²
	$\sigma_{s,max}$ =	360.00	N/mm²
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max}$ =	12.60	N/mm²

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
RARA-1	incastro paramento	16.00	46.00	**3.21**	**139.60**
RARA-2	incastro paramento	316.00	82.00	**5.45**	**115.90**
QP	incastro paramento	16.00	6.00	**0.41**	**11.54**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condottta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.

Condizioni ambientali	aggressive		armatura	poco sensibile	
Comb. Frequente	w_{lim} =	0.3	mm		
	σ_s =	240	N/mm²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
FREQ	incastro paramento	16.00	36.00	**2.51**	**107.50**
Comb. Quasi permanente	w_{lim} =	0.2	mm		
	σ_s =	200	N/mm²		
Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
ENV-QP	incastro paramento	16.00	6.00	**0.41**	**11.54**

5.2.5 Analisi strutturale del muro d'ala della spalla

5.2.5.1 *Descrizione generale*

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

A favore di sicurezza, si considera:

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

5.2.5.2 *Descrizione del modello di calcolo*

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

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

Il muro d'ala è collegato mediante un vincolo di incastro perfetto alla fondazione, al paramento, a favore di sicurezza si è considerato un vincolo di appoggio per modellare il comportamento del paraghiaia della spalla.

La Figura 5-24 mostra il modello di calcolo ad elementi finiti.

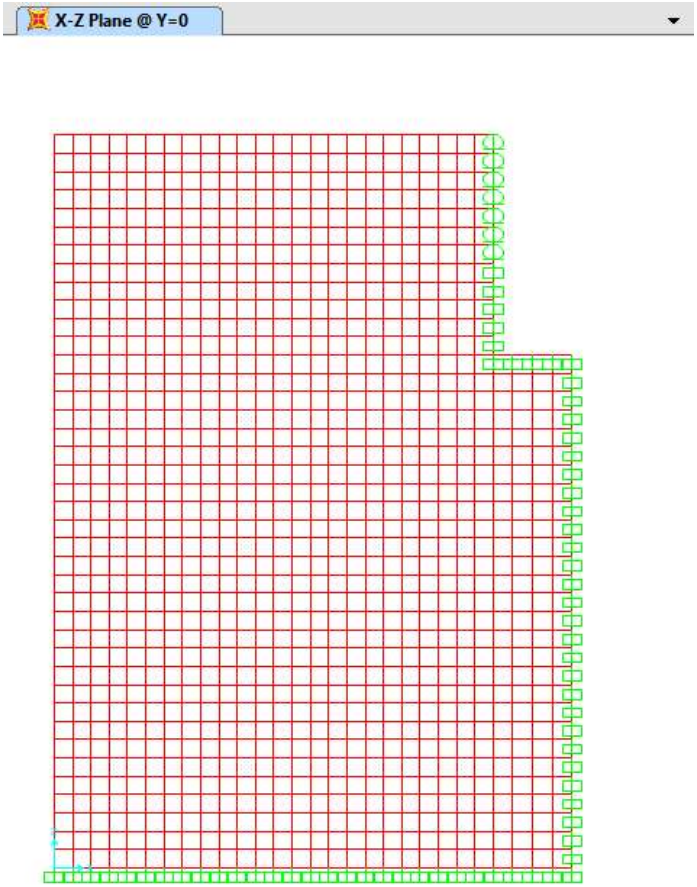


Figura 5-24. Modello di calcolo ad elementi finiti

5.2.5.3 *Analisi dei carichi*

Peso proprio strutturale (DEAD)

Il peso proprio strutturale è conteggiato in automatico dal programma di calcolo in funzione del peso specifico del calcestruzzo (γ = 25kN/m^3).

Spinta del terreno a riposo (SP-M1-K0)

La spinta del terreno di rilevato a tergo del muro d'ala è valutata tramite il coefficiente di spinta a riposo:

$k_0 = 1 - \sin\varphi' = 1 - \sin(35°) = 0.426$

$p_{h_top} = 0.00$ kN/m^2

$p_{h_bottom} = k_0 \times \gamma_t \times h = 0.426 \times 20$ kN/m$^3 \times 10.23$ m $= 87.16$ kN/m^2

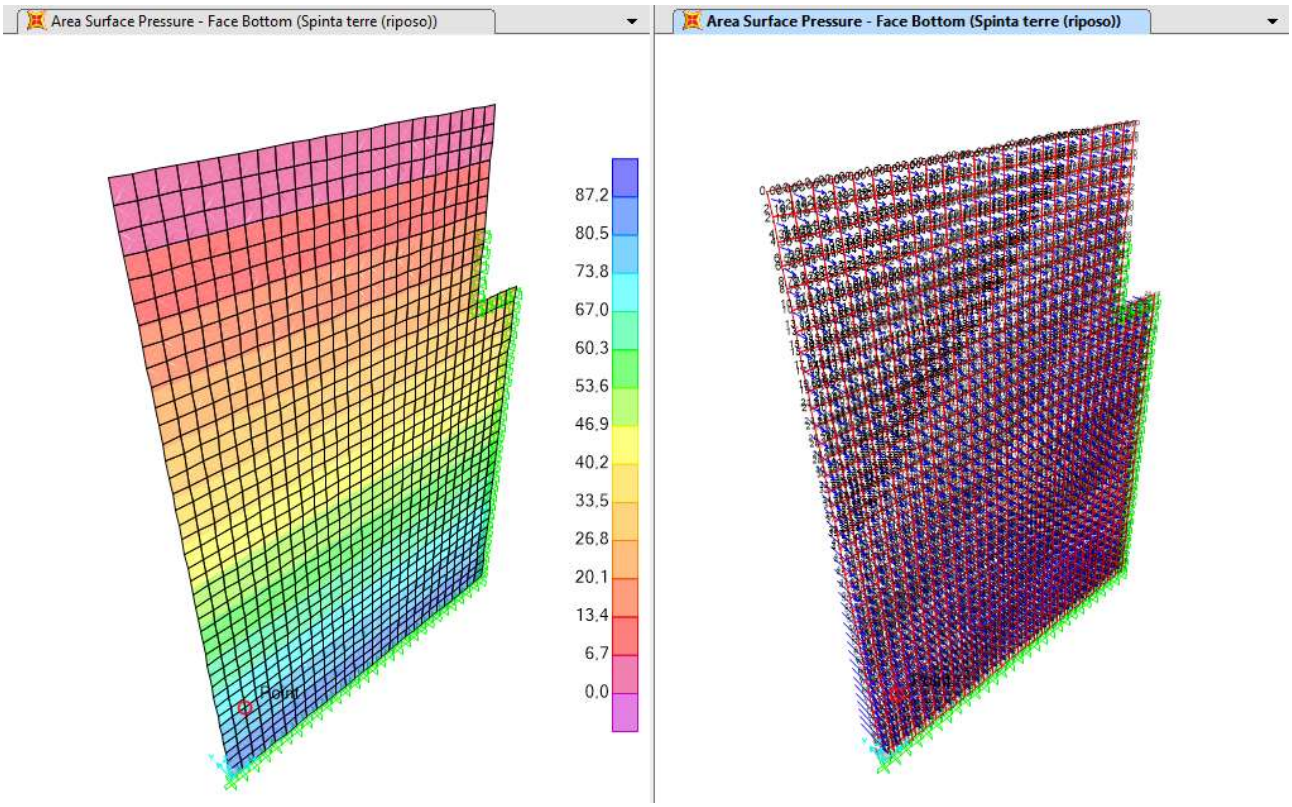


Figura 5-25. Spinta delle terre in condizioni a riposo

Sovraccarico accidentale spingente (SQ-M1-K0)

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo del muro d'ala pari a:

q = 20 kN/^{2}

Il sovraccarico accidentale spingente è valutato tramite il coefficiente di spinta a riposo.

$q_{h_top} = q_{h_bottom} = k_0 \times q = 0.426 \times 20$ kN/m$^2 = 8.52$ kN/m^2

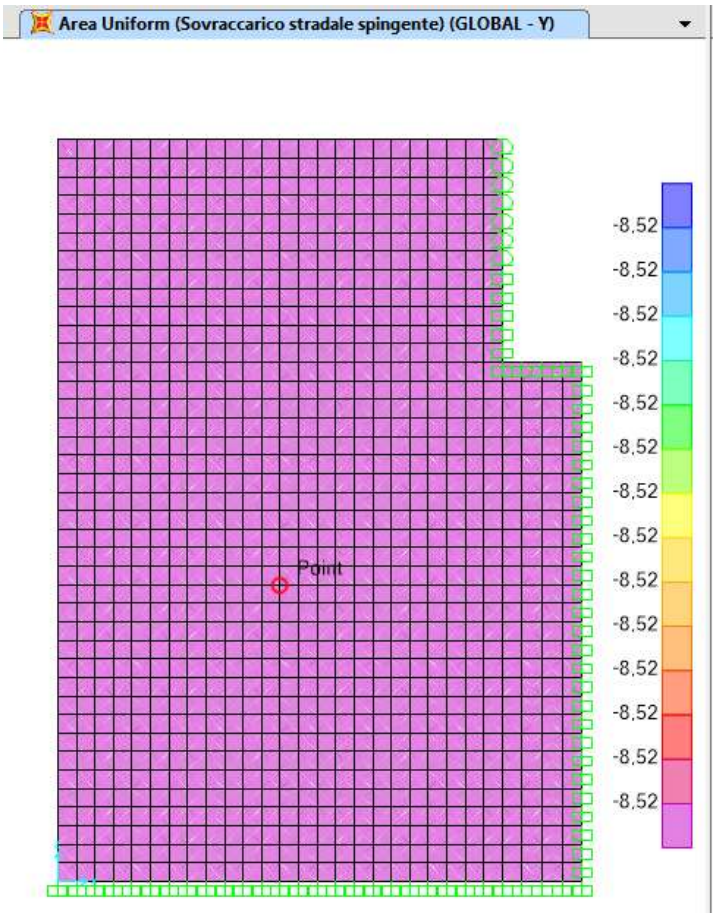


Figura 5-26. Sovraccarico accidentale spingente in condizioni a riposo

Sovraspinta sismica (SP-QUAKE-MO) e spinta data dalle inerzie sismiche (SP-QUAKE-STR)

La sovraspinta sismica, valutata sull'altezza di 10.23m e calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe, è pari a:

Comb.	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	283.60	0.47	579.64	**296**

Le inerzie sismiche, valutate sull'altezza di 10.23m e considerando 1.33m (retrozattera media) di terreno interessato a tergo del muro d'ala, sono le seguenti:

Descrizione	H_k [kN/m]
Paramento c.a.	96.92
Zavorra lato strada	93.74
FOA	0.00
Totale	**191**

Sommando il contributo delle precedenti spinte e dividendo per l'altezza di calcolo considerata, si trova la seguente pressione:

p = 47.61 kN/m^2

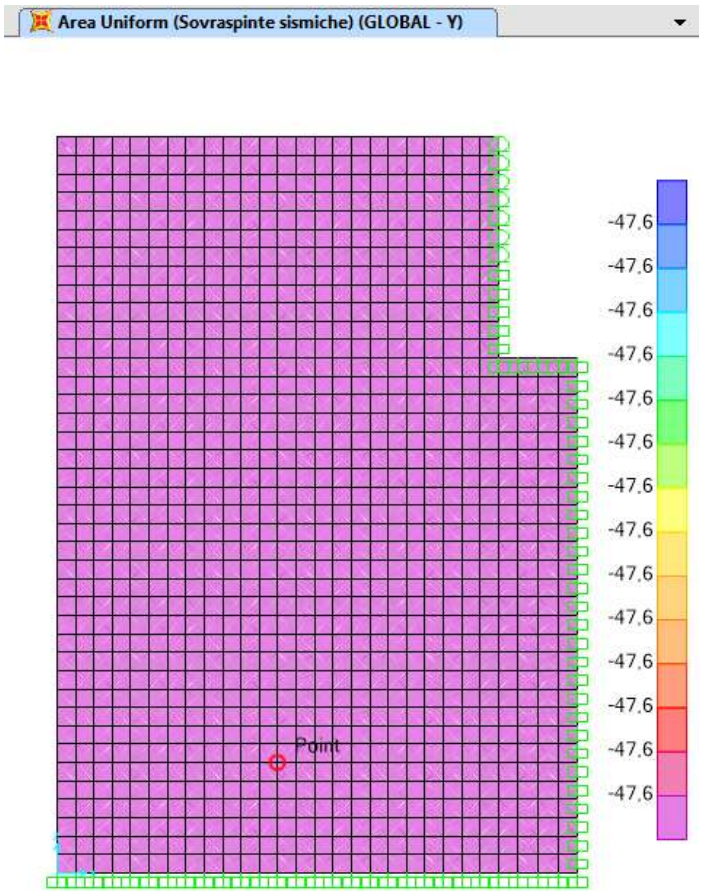


Figura 5-27. Sovraspinta sismica (a sinistra) e spinta inerzie sismiche (a destra)

5.2.5.4 *Combinazione di calcolo*

C.C.	Descrizione
DEAD	Peso proprio strutturale
SP-M1-K0	Spinta delle terre in condizioni a riposo
SQ-M1-K0	Sovraccarico accidentale spingente a tergo dell'opera
SP-QUAKE-STR	Forza inerzia strutturale
SP-QUAKE-MO	Sovraspinta dinamica del terreno (Mononobe-Okabe)

C.C.	SLU	SLV	FREQ
DEAD	1.00	1.00	1.00
SP-M1-K0	1.35	1.00	1.00
SQ-M1-K0	1.35	0.20	0.75
SP-QUAKE-STR	0.00	1.00	0.00
SP-QUAKE-MO	0.00	1.00	0.00

Figura 5-28. Combinazioni di calcolo

5.2.5.5 *Sollecitazioni di calcolo*

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni per l'inviluppo delle combinazioni di calcolo SLU. I grafici fanno riferimento unicamente alle sollecitazioni significative per le verifiche.

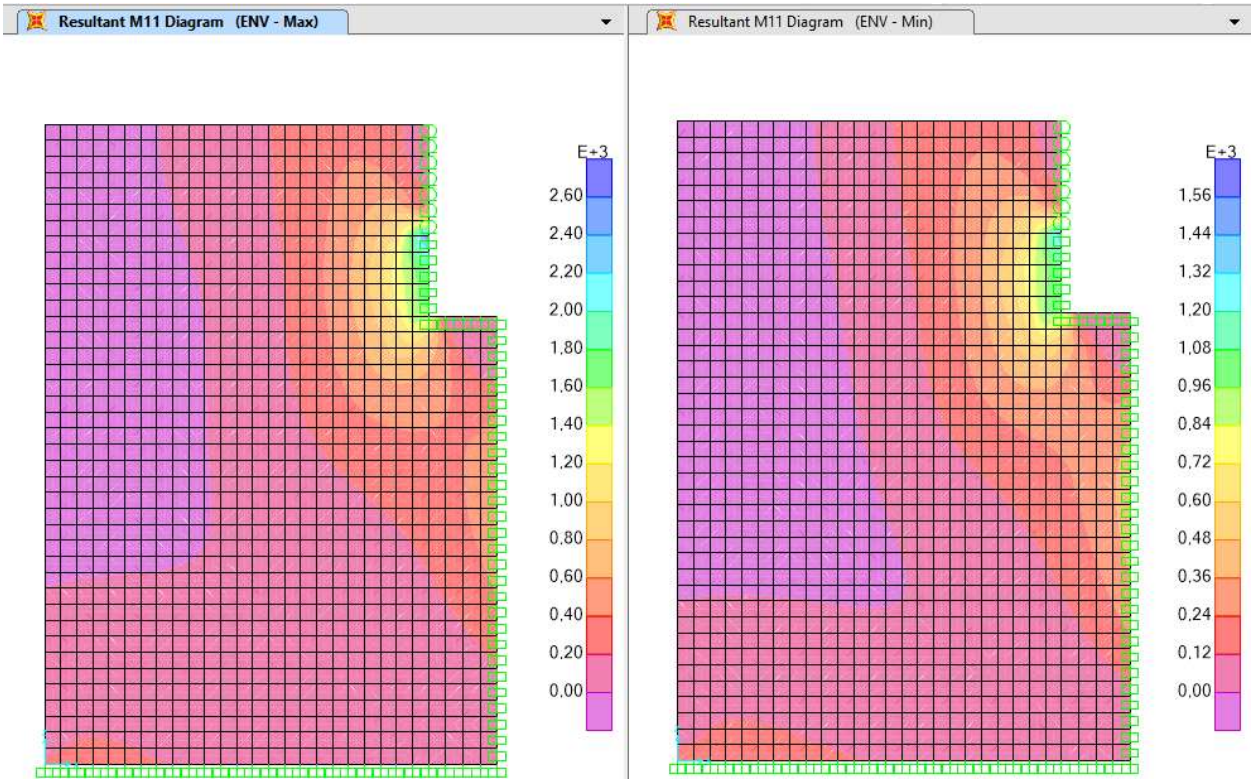


Figura 5-29. Momento flettente M11 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kNm/m])

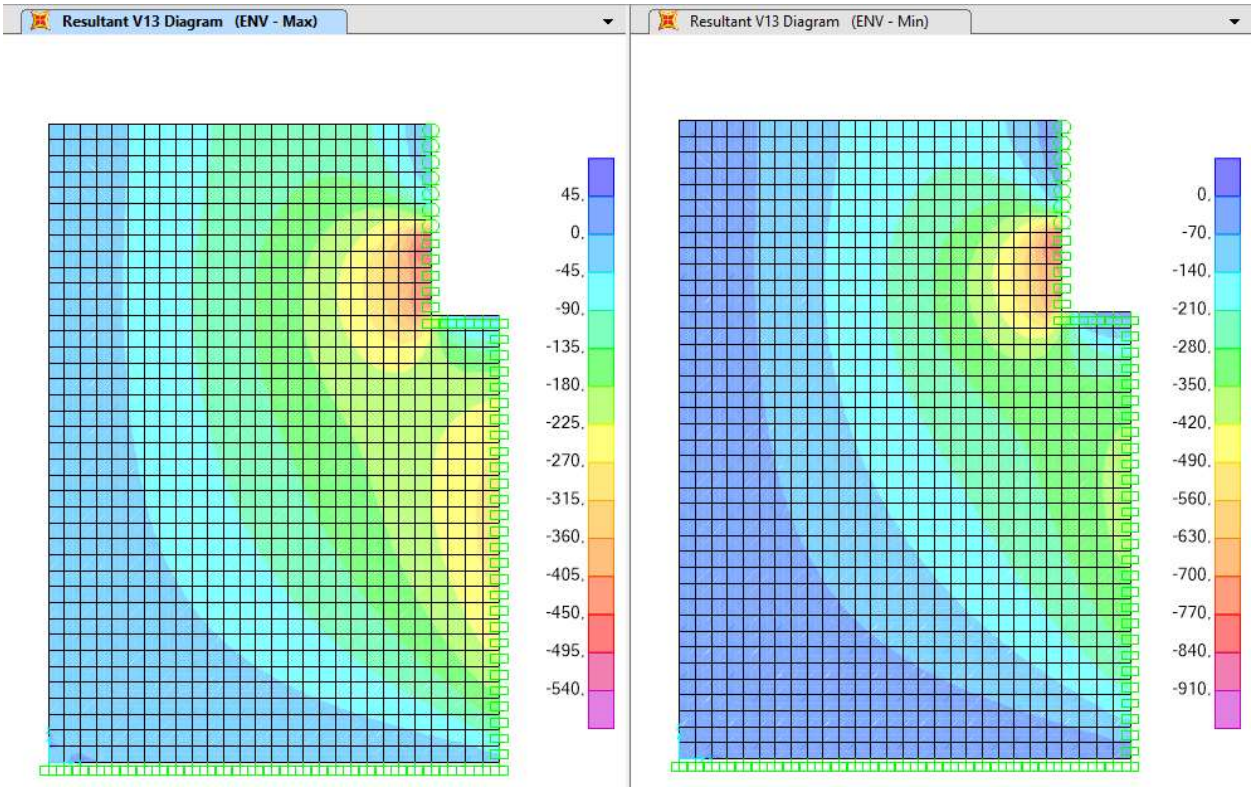


Figura 5-30. Azione di taglio V13 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

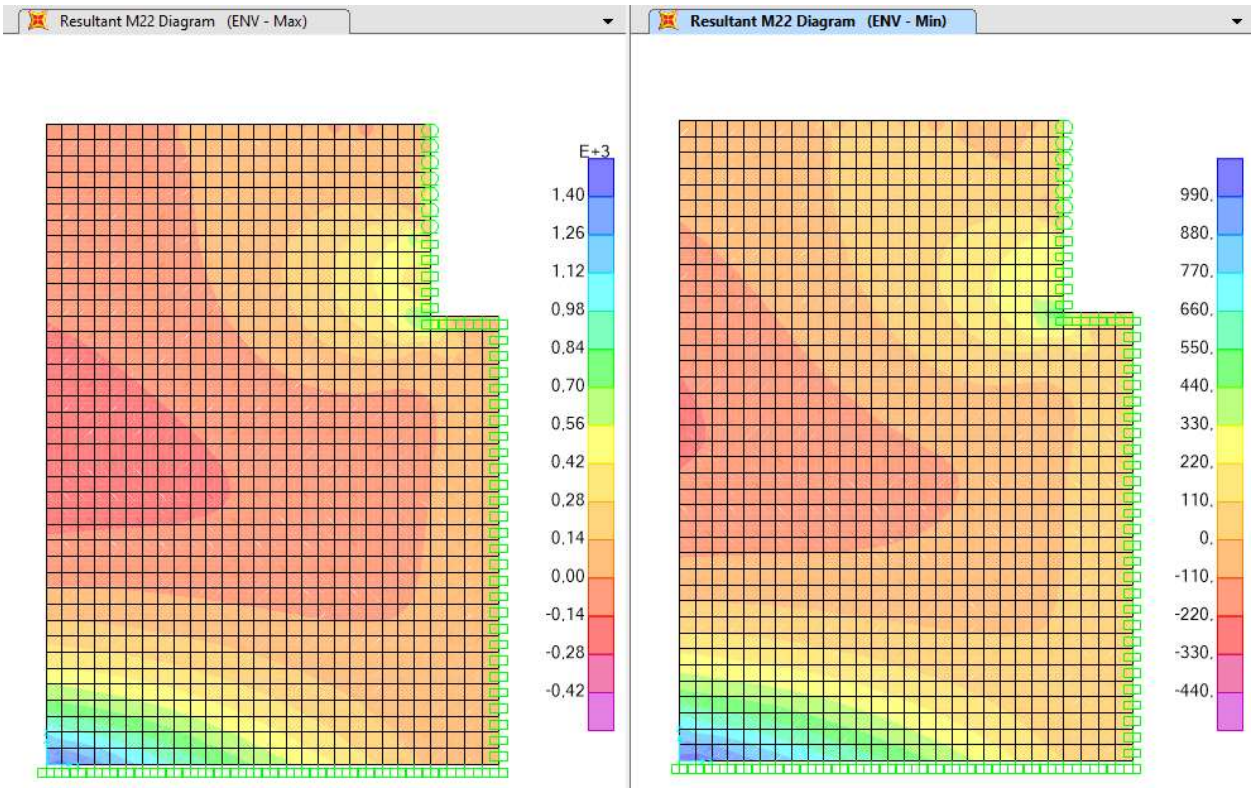


Figura 5-31. Momento flettente M22 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kNm/m])

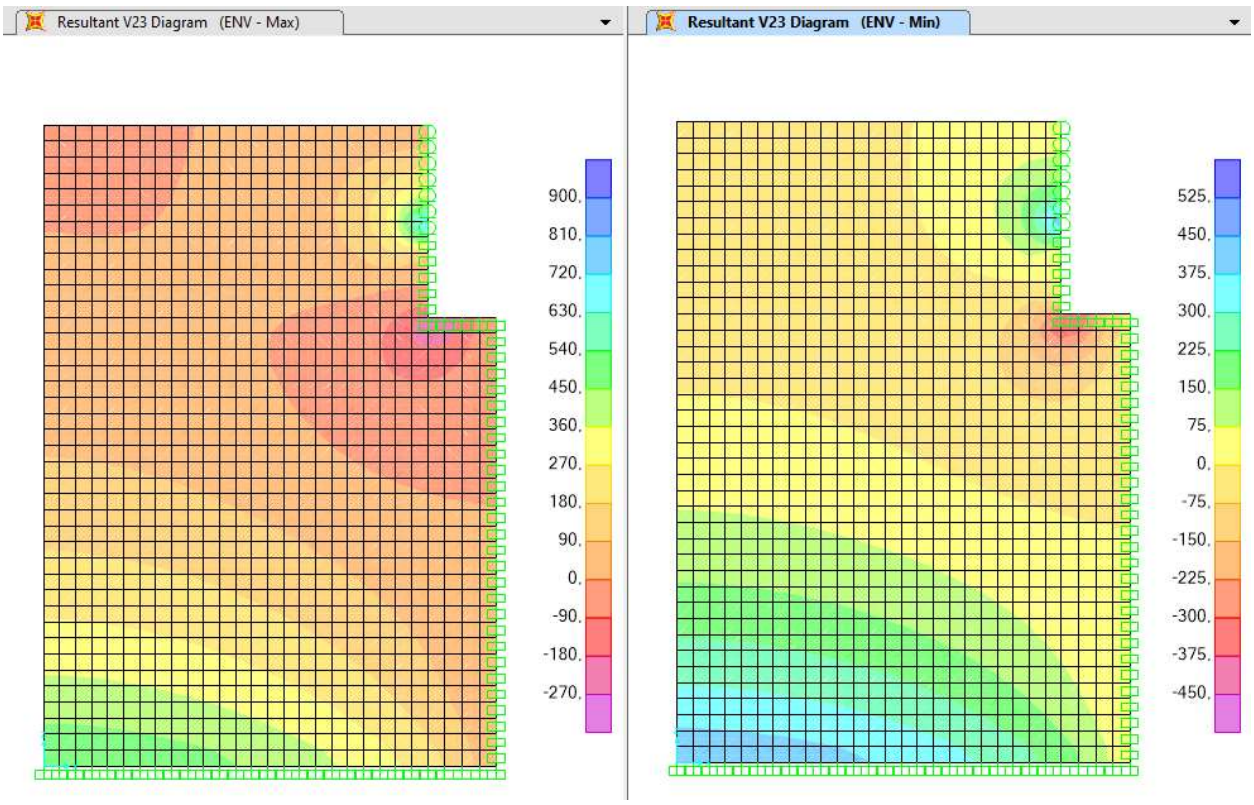


Figura 5-32. Azione di taglio V23 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

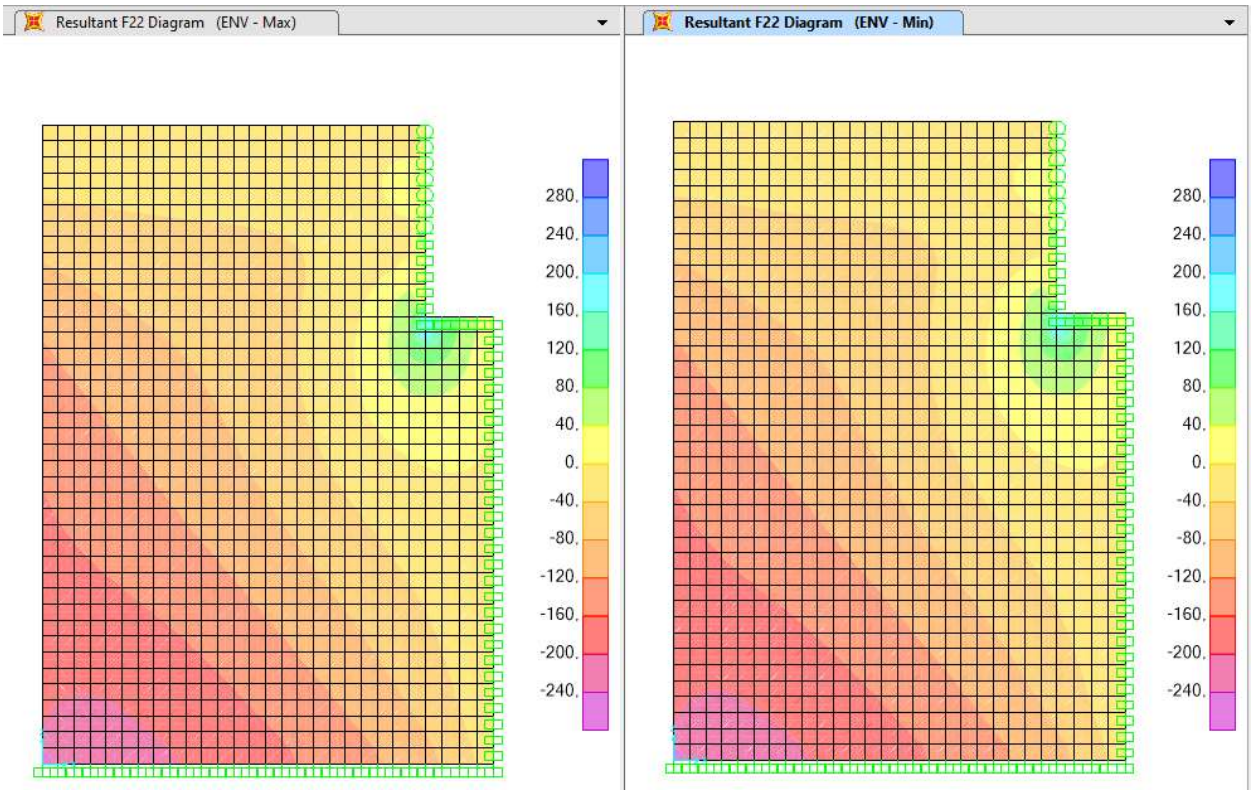


Figura 5-33. Azione assiale F22 – massimo a sinistra e minimo a destra (valori [kN/m])

5.2.5.6 *Verifiche in direzione 1*

Le verifiche sono condotte separatamente per le due zone evidenziate nell'immagine seguente.

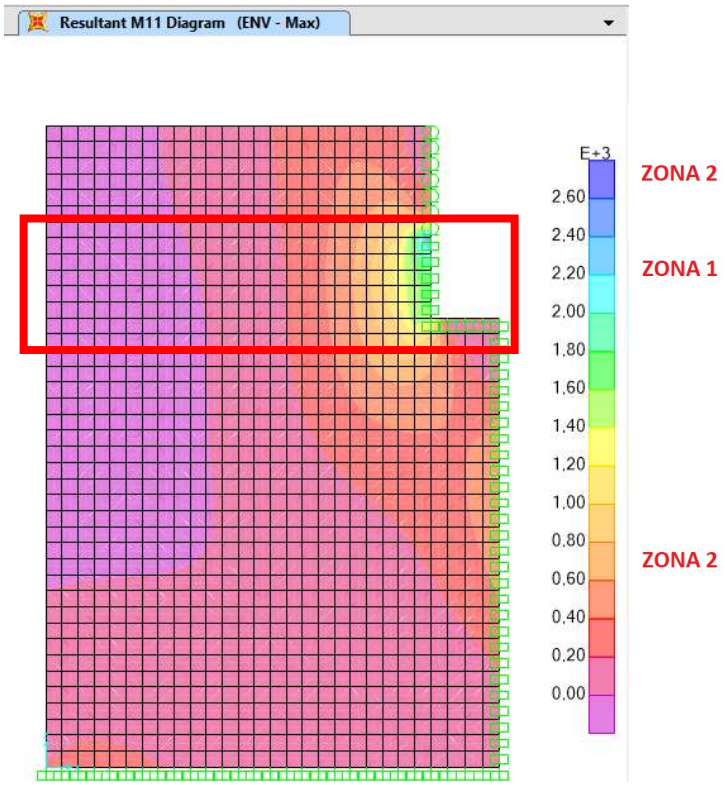


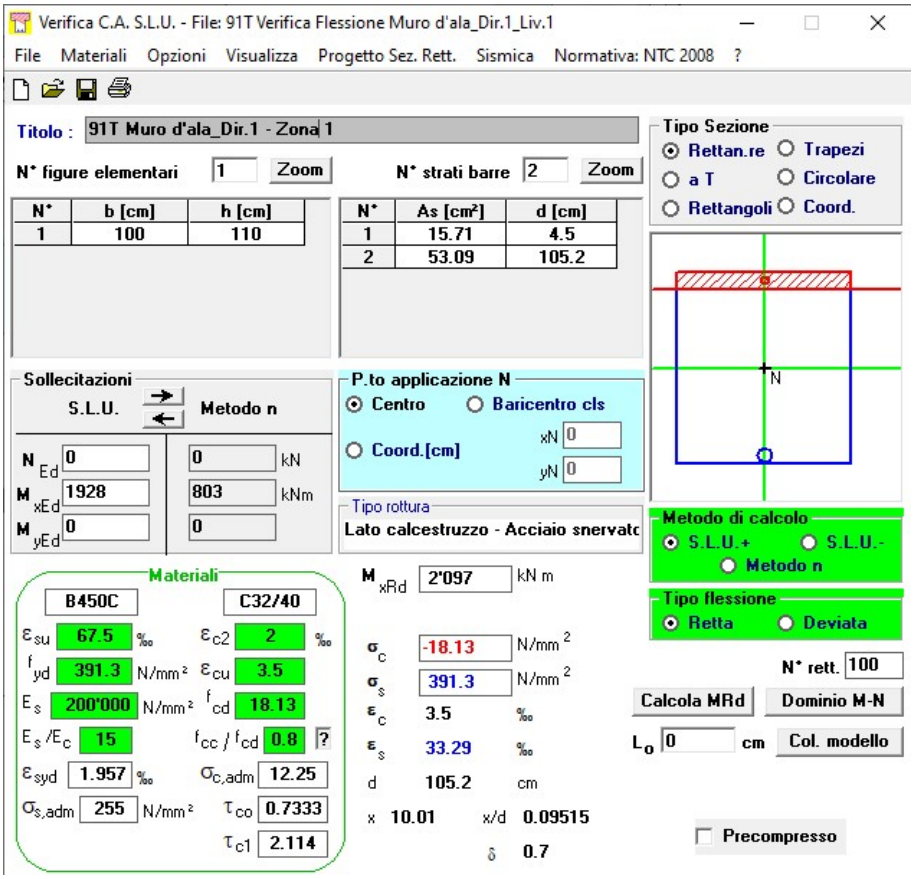
Figura 5-34. Zone di verifica in direzione 1

- ***ZONA 1***

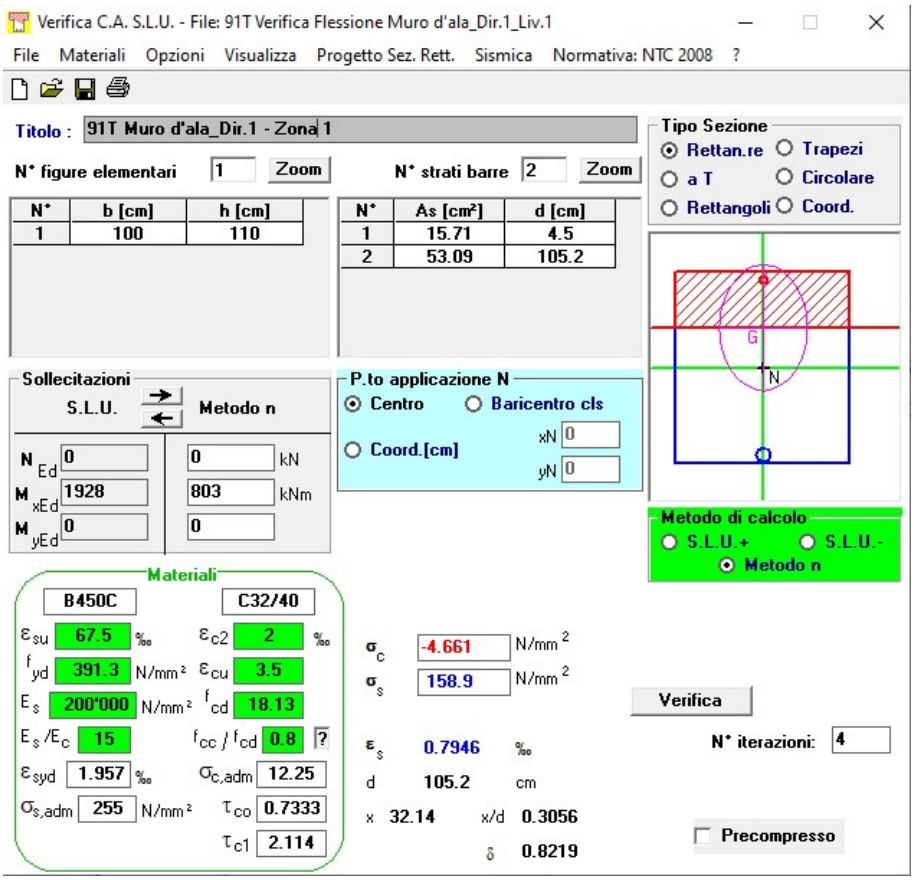
Armatura disposta

- Armatura orizzontale interna (lato monte): 1Ø26/20cm + 1Ø26/20cm
- Armatura orizzontale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm

Verifica a flessione



Verifica a fessurazione



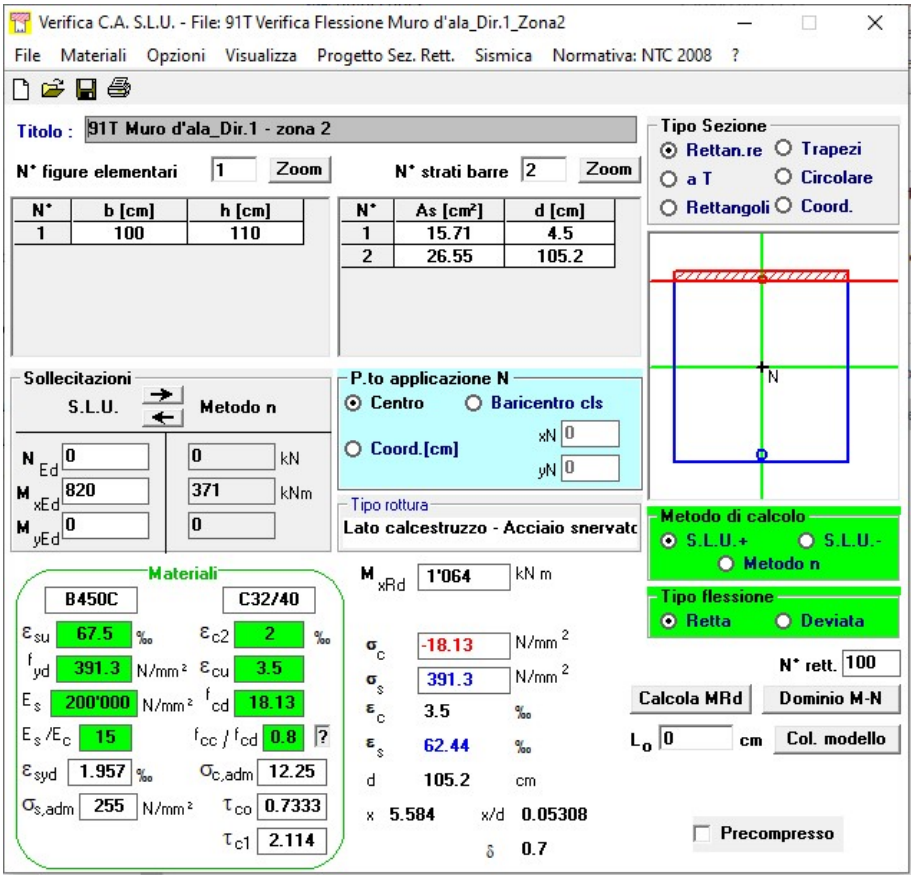
La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente, è inferiore a 160 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

- ***ZONA 2***

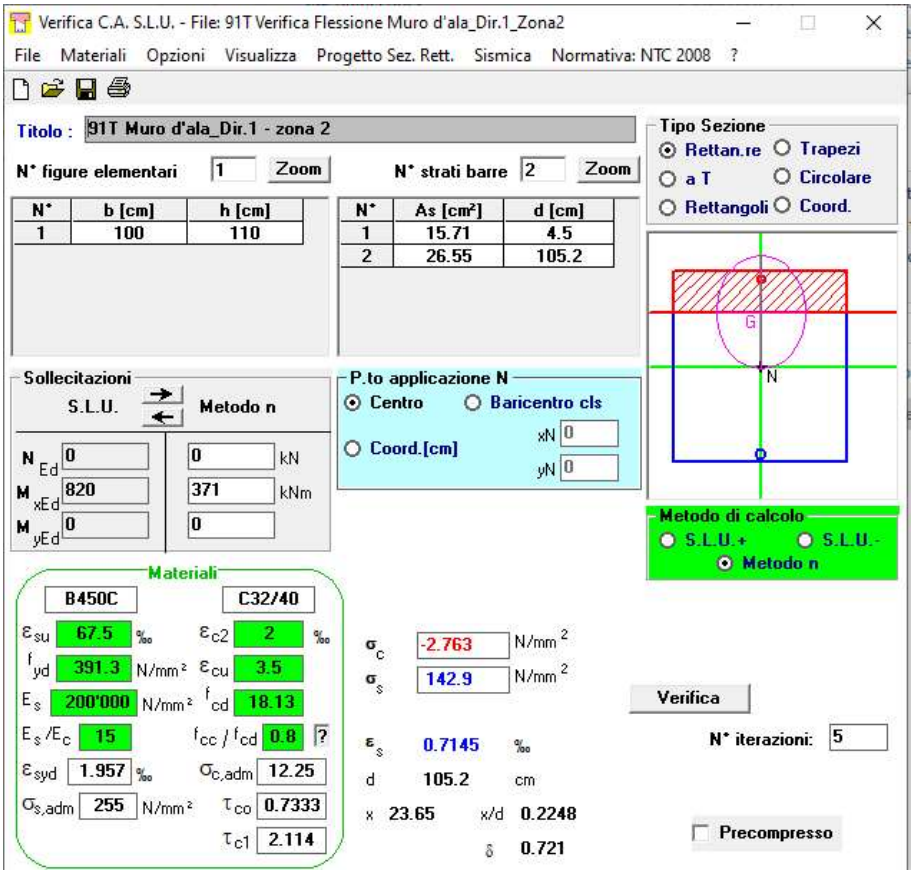
Armatura disposta

- Armatura orizzontale interna (lato monte): 1Ø26/20cm
- Armatura orizzontale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm
-

Verifica a flessione



Verifica a fessurazione



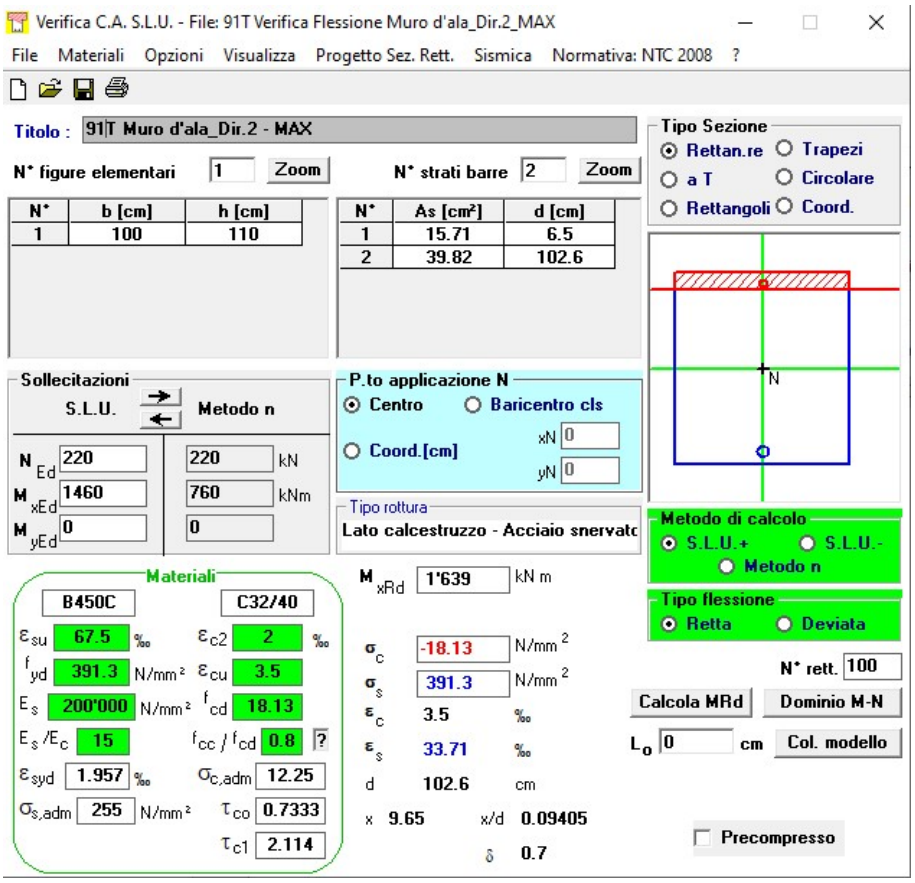
La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente e condizioni ordinarie, è inferiore a 194 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

5.2.5.7 *Verifiche in direzione 2*

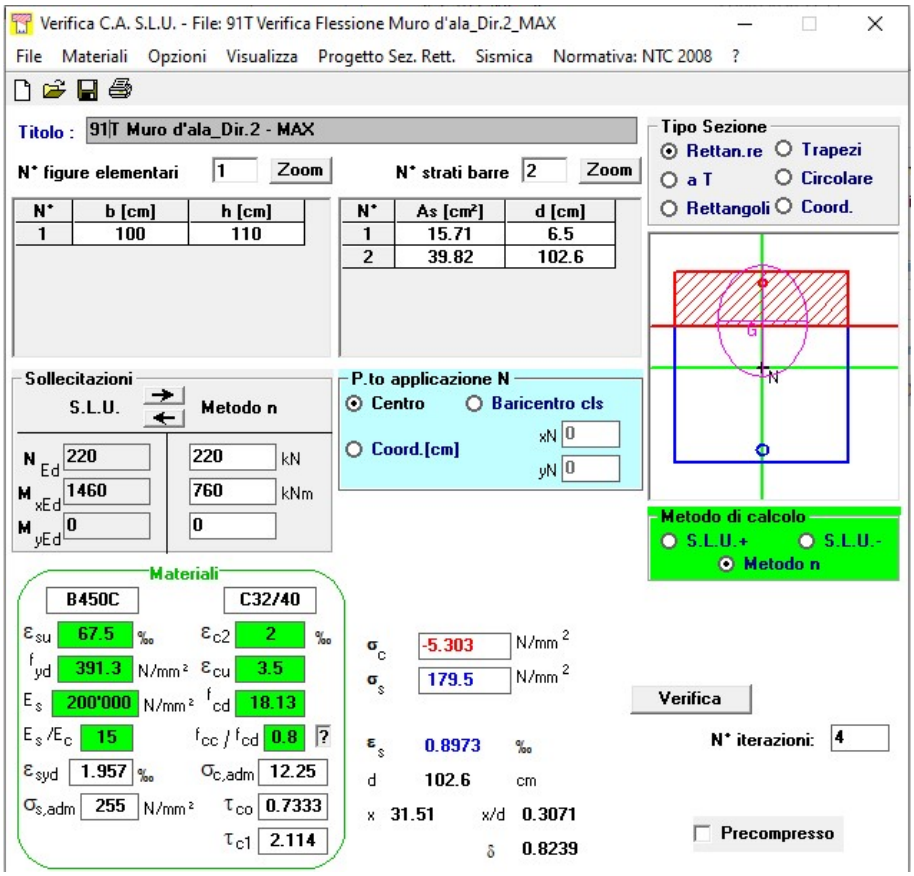
Armatura disposta

- Armatura verticale interna (lato monte): 1Ø26/20cm+1Ø26/40cm
- Armatura verticale esterna (lato valle): 1Ø20/20cm

Verifica a flessione



Verifica a fessurazione



La Verifica a fessurazione si omette in quanto il tasso di sollecitazione dell'acciaio, per combinazione frequente, è inferiore a 194 MPa (Tabella C4.1.II delle NTC 2018).

5.2.5.8 *Verifica a taglio*

Si verifica a taglio considerando il massimo valore in entrambe le direzioni.

Armatura disposta

- Spilli: 1Ø12/20/40cm

NTC 2018					
4.1.2.3.5.2 - Elementi con armature trasversali resistenti a taglio					
R_{ck} [MPa] =	40		f_{ck} [MPa] =	33.2	
f_{cd} [MPa] =	18.81	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ctk} [MPa] =	2.17				
f_{ctd} [MPa] =	1.45	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	391.30	(B450C γ_s=1.15)			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1100	Altezza della sezione			
d [mm] =	1052	Altezza utille 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	
cotgα =	6.1257E-17				
cotgθ =	2.50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**3070.96**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'_{cd} (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	565.49	ø12/20	area staffe		
s [mm] =	400		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	**1309.50**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**1309.50**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**870.00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.3 SPALLE ORIGINARIE (ESISTENTE)

Il progetto prevede il rinforzo delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi.

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi, nelle varie combinazioni di carico, applicando un metodo del tipo "a curve caratteristiche", tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h-T, dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato "assiale" per micropali suborizzontali con deviazione fino a 15°÷20°);

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:

$$N_i = N$$
$$H_i = H - T_i$$
$$M_i = M - (h_{tir} T_i)$$

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:

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

La coppia di valori avente coordinate (T_i, $\Delta\delta_{h,i}$) rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizione di carico analizzata.

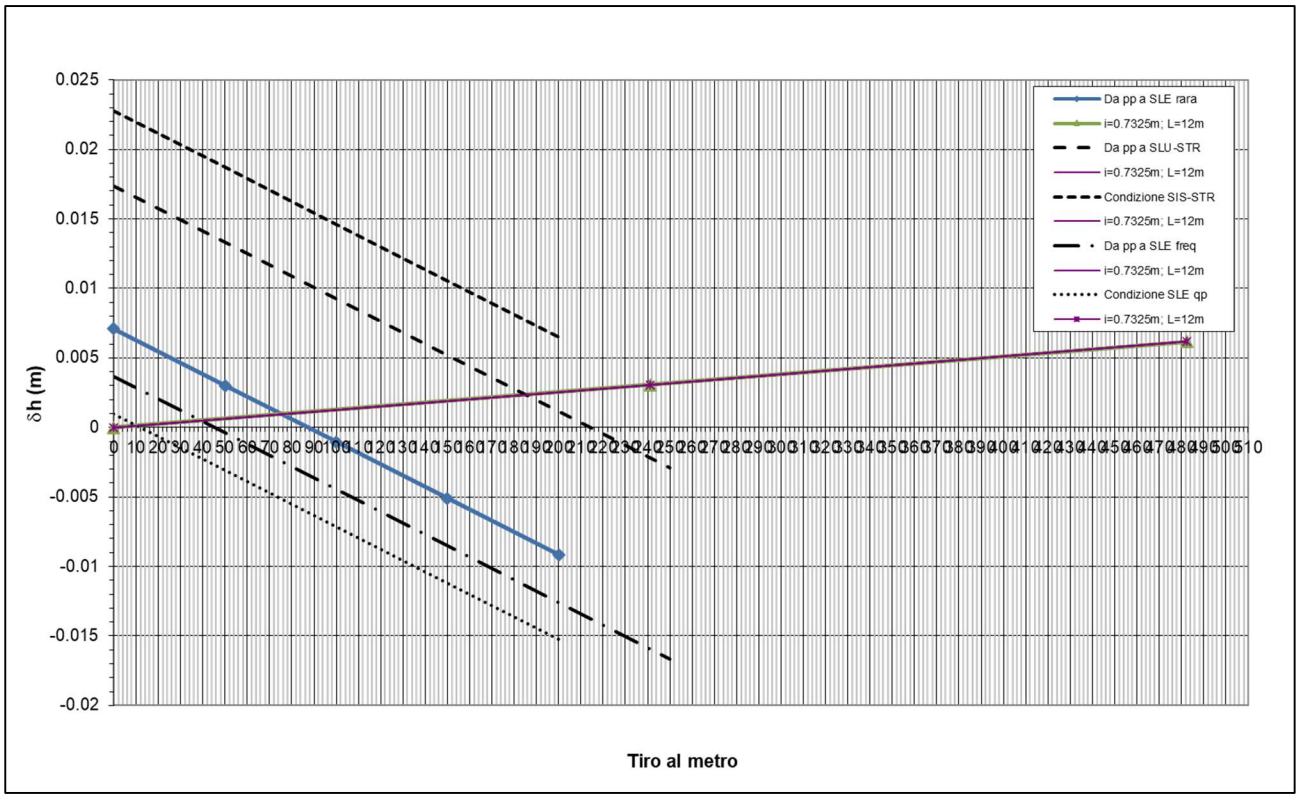


Figura 5-35 Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

L' intervento di consolidamento realizzato è costituito da un placcaggio in calcestruzzo di spessore 50cm del paramento della spalla completato da due ordini di tiranti passivi dimensionati per assorbire le azioni orizzontali come riportato nella sezione tipo seguente.

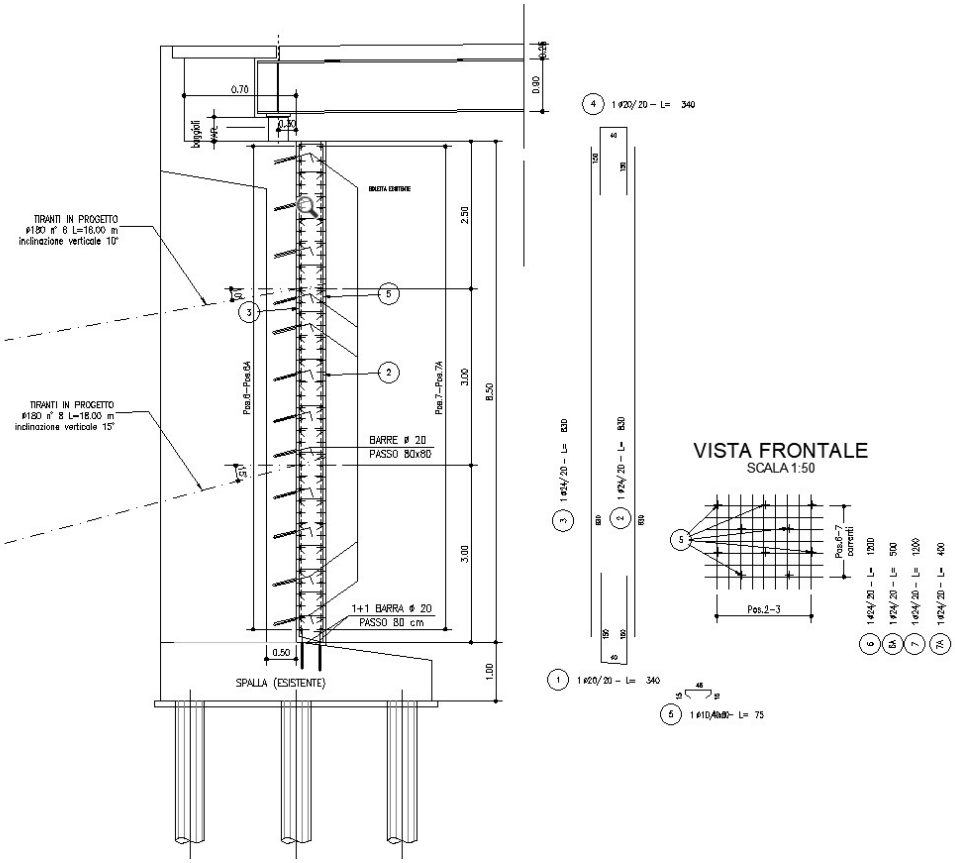


Figura 5-36. Spalle – Sezione tipo rinforzo strutturale

Sulla base del metodo esposto si riportano di seguito:

- le armature desunte dagli elaborati as-built a disposizione.
- le caratteristiche geometriche della spalla analizzata;
- l'analisi dei carichi agenti sulla spalla;
- per le combinazioni di carico più gravose, le sollecitazioni alla base della spalla, considerata come una mensola incastrata alla base, da utilizzare nel metodo delle curve caratteristiche per la determinazione del tiro nei tiranti;
- le sollecitazioni alla base della spalla, ridotte per l'intervento dei tiranti, da utilizzarsi per la verifica strutturale della fondazione e per le verifiche geotecniche;
- le sollecitazioni lungo il paramento e, in particolare, quelle ridotte nella sezione di incastro per l'intervento dei tiranti; da utilizzarsi per le verifiche dell'elemento strutturale.

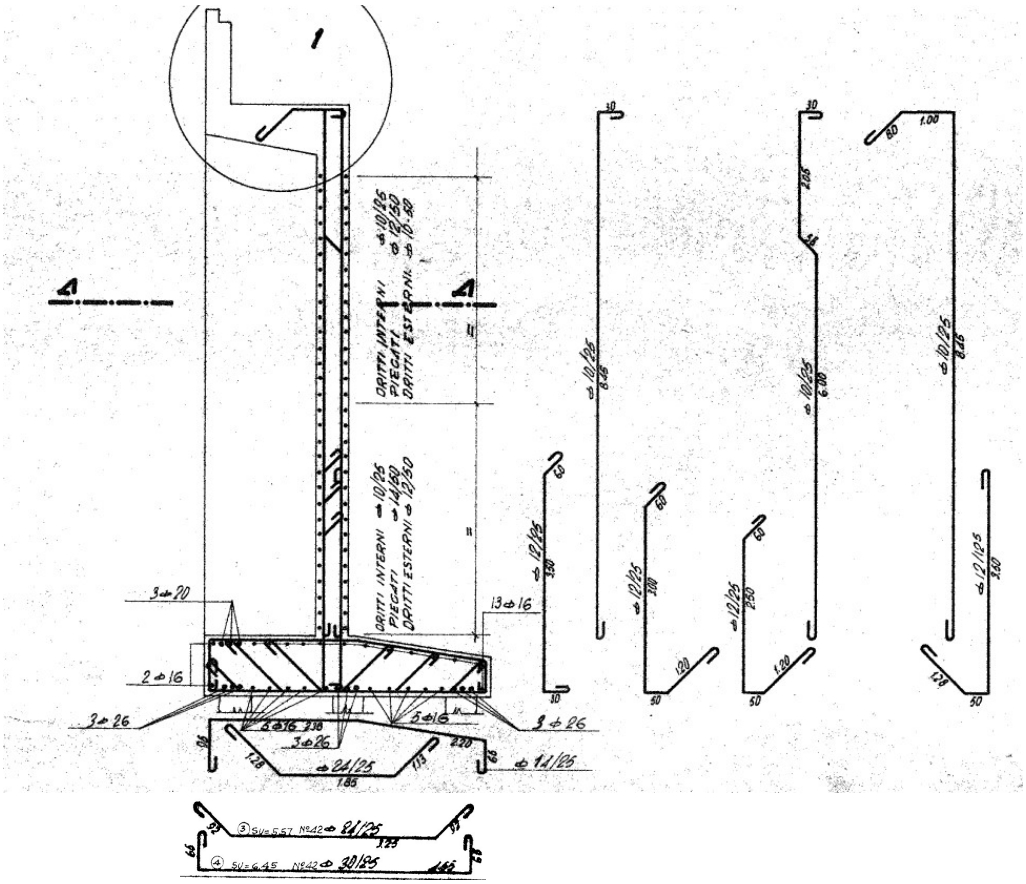


Figura 5-37. Documento as-built "Viadotto rampa interconnessione dell'autostrada A14 al km 14+346" – Sezione trasversale con armature spalla.

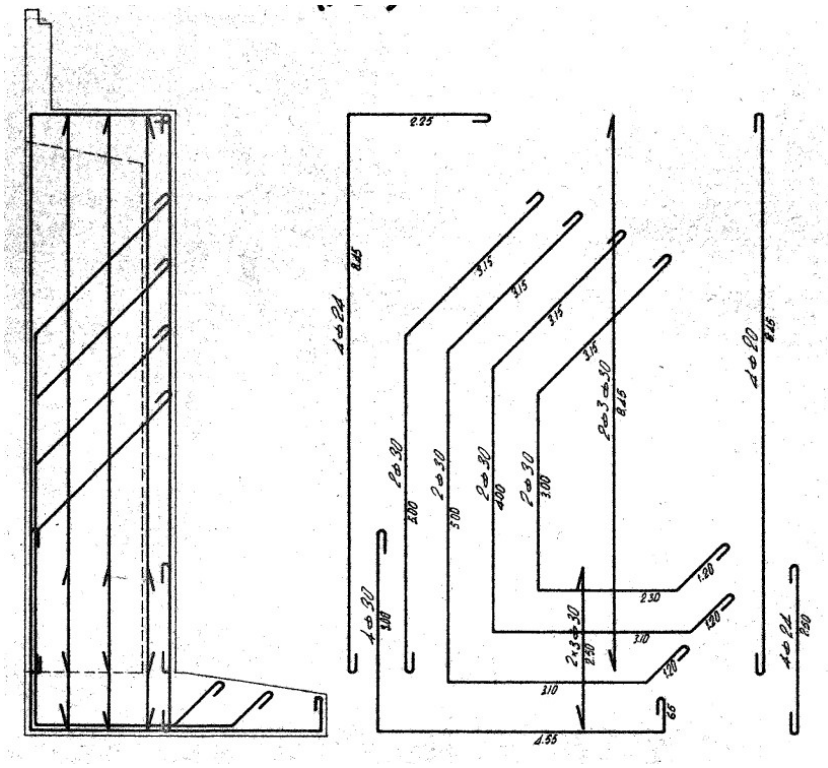


Figura 5-38. Documento as-built "Viadotto rampa interconnessione dell'autostrada A14 al km 14+346" – Sezione trasversale con armature contrafforti.

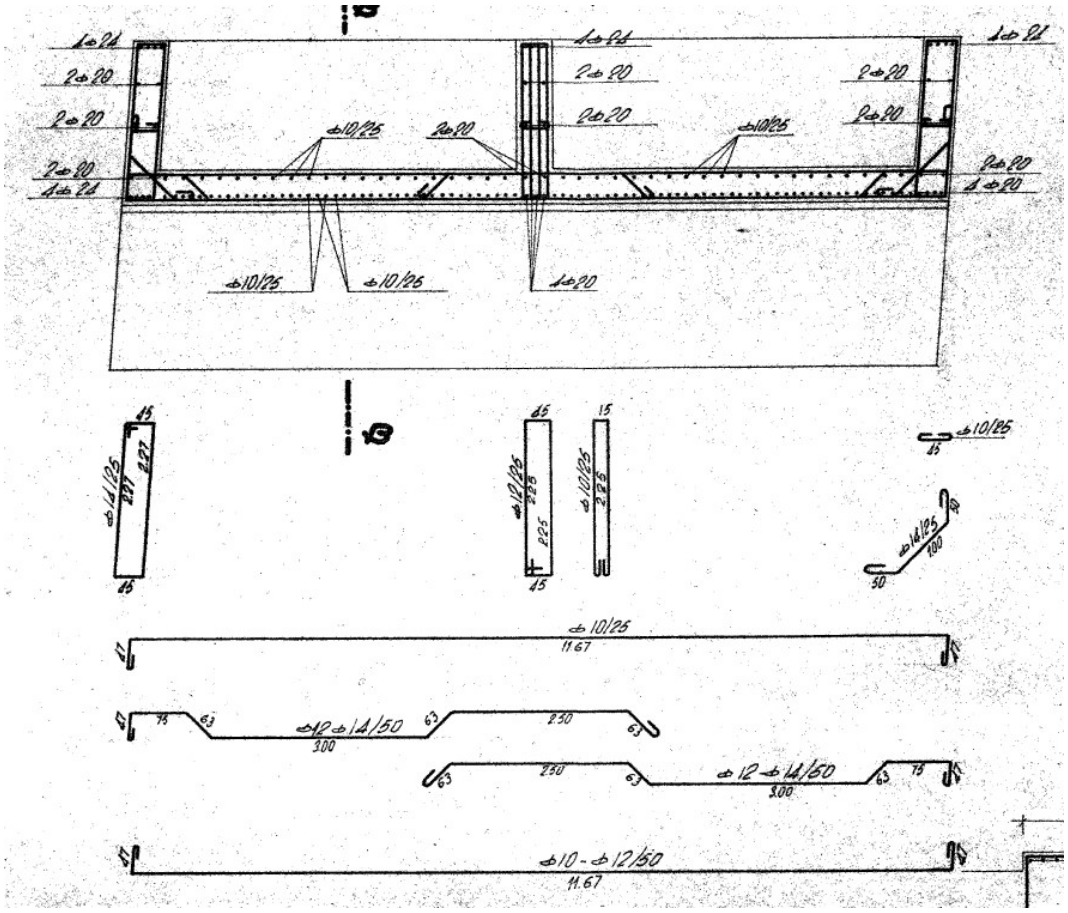


Figura 5-39. Documento as-built "Viadotto rampa interconnessione dell'autostrada A14 al km 14+346" – Sezione orizzontale con armature spalla.

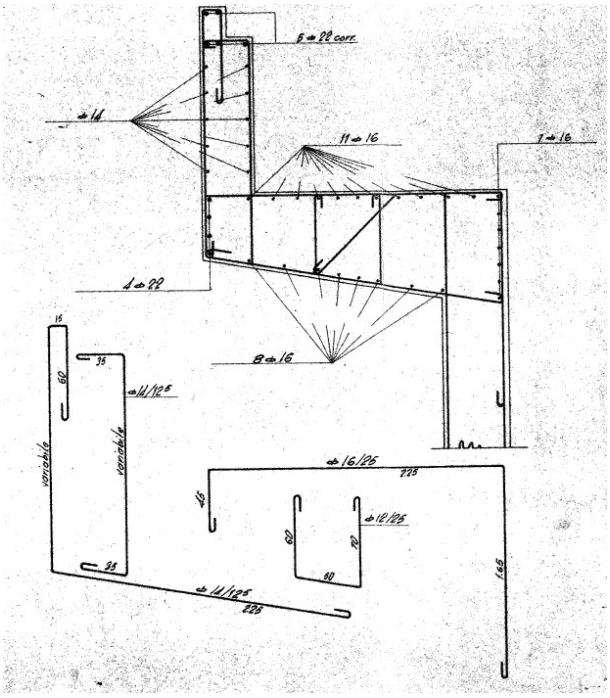
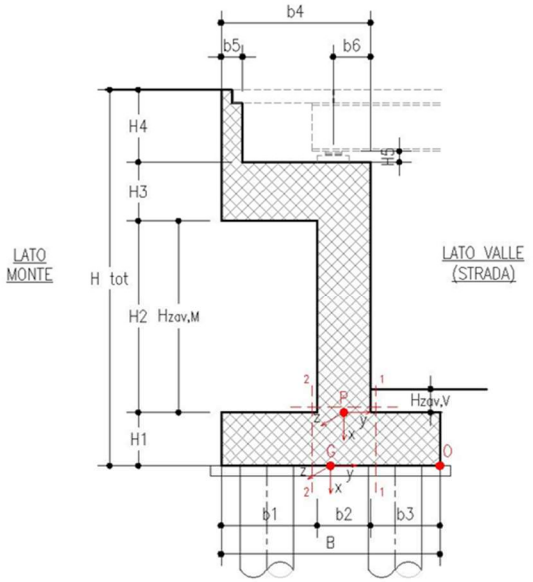


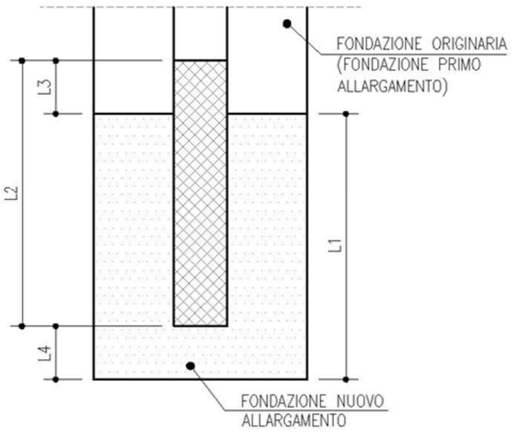
Figura 5-40. Documento as-built "Viadotto rampa interconnessione dell'autostrada A14 al km 14+346" – Sezione trasversale con armature paraghiaia.

5.3.1 Geometria di verifica

Si riportano di seguito le dimensioni di calcolo adottate per le spalle originarie.

SPALLA ANALIZZATA					
CARREGGIATA	NORD	FONDAZIONE			DIRETTA
DIREZIONE	RIMINI	CARICHI DA IMPALCATO			SCHEMA SEMPLIFICATO
Geometrie delle sottostrutture in ampliamento					
L1		11.72	[m]	Larghezza zattera	
L2		11.72	[m]	Larghezza paramento	
L3		0.00	[m]	Risega su zattera esistente	
L4		0.00	[m]	Sbalzo zattera	
B		4.60	[m]	Lunghezza zattera	
b1		1.57	[m]	Lunghezza retrozattera	
b2		1.23	[m]	Spessore equivalente paramento + placcaggio	
b3		1.80	[m]	Lunghezza avanzattera	
b4		2.80	[m]	Lunghezza cordolo in c.a. (compreso placcaggio)	
b5		0.40	[m]	Spessore paraghiaia	
b6		0.80	[m]	Distanza asse appoggi da filo placcaggio (lato strada)	
H_{TOT}		11.04	[m]	Altezza totale	
H1		1.00	[m]	Spessore zattera	
H2		7.85	[m]	Altezza paramento - a meno del paraghiaia	
H3		0.65	[m]	Spessore cordolo in c.a.	
H4		1.54	[m]	Altezza media paraghiaia	
H5		0.30	[m]	Altezza baggiolo (valore medio)	
H_{zav_M}		7.85	[m]	Altezza zavorra a tergo della spalla (lato monte)	
H_{zav_V}		2.18	[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}		21.03	[m]	Larghezza Totale Impalcato	
B_{imp}		11.72	[m]	Larghezza Impalcato oggetto di Analisi	
L_{imp}		19.65	[m]	Luce di calcolo impalcato (appoggio-appoggio)	
n_T		4.00		Numero travi principali	
i_T		3.00	[m]	Interasse travi principali	
A_T		0.55	[m^2]	Sezione trave principale	
L_{tr}		9.00	[m]	Lunghezza traversi	
n_{tr}		4.00		numero traversi compresi quelli di testata	
A_{tr}		0.21	[m^2]	sezione traverso	
H_{sol}		0.20	[m]	spessore soletta in c.a.	
H_{pav}		0.29	[m]	spessore pavimentazione da confermarsi	
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	





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		303	[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" CU_{EQ} 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			
Dimensioni geometriche			
L	11.72	[m]	
B	4.60	[m]	
A_{pl}	53.91	[m^2]	
Caratteristiche terreno			
φ'	26	[°]	
c'	0	[kPa]	
$c_{u,pl}$	130	[kPa]	per strati superficiali - da Relazione Geologica Generale
PALI TIPO FRANKI			
Dimensioni geometriche			

Tipo	Ø [mm]	A_i [m^2]	n [-]
1	500	0.196	24
2	420	0.139	0

A_{pali}	4.71	[m^2]	
$c_{u,pali}$	2110	[kPa]	coesione equivalente dei pali
COESIONE NON DRENATA EQUIVALENTE - TERRENO CON CARATTERISTICHE MIGLIORATE			
$c_{u,eq} = (c_{u,pl} \times (A_{pl} - A_{pali}) + c_{u,pali} \times A_{pali}) / A_{pl}$			
$c_{u,pali}$	**303**	[kPa]	

Località:			Opera 91T		
Vita nominale:		VN	50	anni	
Classe d'uso:			IV		
		CU	2		
Periodo di riferimento per azione sismica:		VR	100	anni	
Parametri sismici:	Stato limite	T_R [anni]	a_g [g]	T_C* [sec]	F_0
	SLV	949	0.212	0.309	2.439
Categoria di sottosuolo:			D		
Catgoria topografica:			T1		
Accelerazione massima attesa al sito	Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]
	SLV	949	1.63	1.00	0.345
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito		β	0.38		
Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.131		
Coefficiente sismico orizzontale		k_v	0.065		
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	7.97	0.14			
φ - M1	35.00	0.61			
k_{AE} - M1	**0.35**				
Sisma diretto verso il basso: + kv					
	[°]	[rad]			
θ	0.00	0.00			
δ	0.00	0.00			
β	0.00	0.00			
ψ	7.00	0.12			
φ - M1	35.00	0.61			
k_{AE} - M1	**0.34**				

5.3.2 Analisi dei carichi

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

	COORDINATE APPOGGIO RISPETTO SISTEMA DI RIFERIMENTO IN ***FONDAZIONE***		SOLLECITAZIONI VERIFICA ***FONDAZIONE***		
	x_G	y_G	R_x	R_y	M_z
	[m]	[m]	[KN/m]	[KN/m]	[KNm/m]
Peso Proprio	-9.8	-0.3	103	0	31
Cordolo	-9.8	-0.3	0	0	0
FOA	-9.8	-0.3	0	0	0
Guardrail	-9.8	-0.3	0	0	0
Pavimentazione	-9.8	-0.3	63	0	19
Vento	-9.8	-0.3	0	0	0
Neve	-9.8	-0.3	0	0	0
Tandem 1	-9.8	-0.3	102	0	31
Tandem 2	-9.8	-0.3	1	0	0
Distribuito	-9.8	-0.3	41	0	12
Frenatura	-9.8	-0.3	0	20	-192
Resistenza passiva dei vincoli	-9.8	-0.3	0	8	-81
Sisma dir. oriz.	-9.8	-0.3	0	48	-472
Sisma dir. vert.	-9.8	-0.3	13	0	4

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	115.00	0.00	0.00
Paramento	-4.93	-0.12	241.39	0.00	27.76
Cordolo in c.a.	-9.18	-0.90	45.50	0.00	40.95
Paraghiaia	-10.27	-2.10	15.40	0.00	32.34
Zavorra lato valle	-2.09	1.40	78.48	0.00	-109.87
TOTALE			**496**	**0**	**-9**

(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	-4.93	-1.52	**246**	**0**	**373**

(C3): Spinta delle terre - attiva

H_{SPINTA} [m]	11.04

Comb.	ka	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	-3.68	0.00	**0**	**330**	**-1215**

(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	-1.52	**31**	**0**	**48**

Componente orizzontale	x_G [m]	y_G [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Sovr. accidentale (4b) M1	-5.52	0.00	**0**	**60**	**-330**

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

k_h	0.131
k_v	0.065

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	-7.53	15.05	-7.53
Paramento	-4.93	-0.12	-15.80	31.60	-157.45
Cordolo in c.a.	-9.18	-0.90	-2.98	5.96	-57.33
Paraghiaia	-10.27	-2.10	-1.01	2.02	-22.82
Zavorra a tergo	-4.93	-1.52	-16.13	32.27	-183.36
Zavorra lato valle	-2.09	1.40	-5.14	10.27	-14.28
TOTALE			**-49**	**97**	**-443**

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	7.53	15.05	-7.53
Paramento c.a.	-4.93	-0.12	15.80	31.60	-153.81
Cordolo in c.a.	-9.18	-0.90	2.98	5.96	-51.97
Paraghiaia in c.a.	-10.27	-2.10	1.01	2.02	-18.59
Zavorra a tergo	-4.93	-1.52	16.13	32.27	-134.48
Zavorra lato valle	-2.09	1.40	5.14	10.27	-28.66
TOTALE			**49**	**97**	**-395**

(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	0.35	330.29	402.59	**72**	-5.52	**-399**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	ka	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	330.29	444.35	**114**	-5.52	**-630**

5.3.3 Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nel punto G

Vengono considerate nell'analisi, sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, le seguenti condizioni di carico elementari.

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

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti a livello di intradosso della fondazione (impalcato e sottostrutture).

RISULTANTI - rispetto punto G

	C1			C2			C3			C4a			C4b			C4c		
	R_x [kN/m]	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]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	166	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	102	0	31
Sottostruttura	496	0	-9	246	0	373	0	330	-1215	31	0	48	0	60	-330	0	0	0
Totale	**661**	**0**	**41**	**246**	**0**	**373**	**0**	**330**	**-1215**	**31**	**0**	**48**	**0**	**60**	**-330**	**102**	**0**	**31**

	C4d			C4e			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]	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	1	0	0	41	0	12	0	20	-192	0	8	-81	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**1**	**0**	**0**	**41**	**0**	**12**	**0**	**20**	**-192**	**0**	**8**	**-81**	**0**	**0**	**0**	**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	-13	48	-476	13	48	-468	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-49	97	-443	49	97	-395	0	72	-399	0	114	-630
Totale	**-61**	**145**	**-919**	**61**	**145**	**-863**	**0**	**72**	**-399**	**0**	**114**	**-630**

5.3.4 Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto G

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza, sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo. Le verifiche strutturali sono condotte unicamente in riferimento alle combinazioni STR.

		COMB. STR																
		Massimizzazione compressione									Massimizzazione trazione				Sismica - STR			
	solo perm (STR)	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +k_x (max comp)	Traffico +k_x (max traz)	Traffico -k_x (max comp)	Traffico -k_x (max traz)
Carico	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.35	1.00	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	0.20	0.20
C4c	0.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nel baricentro della fondazione G.

	COMB. STR												Sismica - STR			
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N_{Ed}	1139	1268	1374	1461	1307	1393	1204	1291	908	1101	1033	930	1004	969	881	847
V_{Ed}	538	538	538	538	564	564	564	564	538	538	564	564	610	610	568	568
M_{Ed}	-1768	-1573	-1646	-1515	-1926	-1795	-1957	-1826	-1782	-1724	-2004	-2035	-2423	-2441	-2248	-2266

	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}	908	1082	1001	1032	908	1024	908	943	[kN/m]
V_{Ed}	398	398	418	418	383	383	351	351	[kN/m]
M_{Ed}	-1213	-1122	-1377	-1330	-1130	-1067	-948	-930	[kNm/m]

Tali azioni, definite per metro di lunghezza e determinate all'intradosso della fondazione, sono utilizzate per le verifiche con il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

5.3.5 Analisi strutturale del plinto di fondazione

5.3.5.1 *Sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G*

La seguente tabella riporta le sollecitazioni di calcolo risultanti nel punto G, definite mediante il metodo delle curve caratteristiche (vedi relazione di calcolo geotecnica).

	COMB. STR												Sismica - STR			
	no traffico (a)	no traffico (b)	Traffico 1 (a)	Traffico 1 (b)	Traffico 2a (a)	Traffico 2a (b)	Traffico 2a config 2 (a)	Traffico 2a config 2 (b)	no traffico	Traffico 1	Traffico 2a	Traffico 2a config 2	Traffico +kv (max comp)	Traffico +kv (max traz)	Traffico -kv (max comp)	Traffico -kv (max traz)
Comb.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
N_{Ed}	1139	1268	1374	1461	1307	1393	1204	1291	908	1101	1033	930	1004	969	881	847
V_{Ed}	390	413	404	419	392	407	388	403	388	395	383	379	370	368	358	356
M_{Ed}	-954	-885	-909	-860	-980	-932	-989	-940	-957	-938	-1009	-1018	-1103	-1110	-1093	-1100

	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}	908	1082	1001	1032	908	1024	908	943	[kN/m]
V_{Ed}	346	357	343	348	344	351	341	343	[kN/m]
M_{Ed}	-927	-897	-965	-945	-916	-891	-893	-886	[kNm/m]

5.3.5.2 *Calcolo delle sollecitazioni nelle sezioni 1 e 2*

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni (taglio e momento flettente) agenti nelle sezioni di stacco dell'avanzattera (sezione 1) e retrozattera (sezione 2).

L'analisi strutturale è condotta:

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

	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]	1139	1268	1374	1461	1307	1393	1204	1291	908	1101	1033	930	1004	969	881	847
M_{Ed} [kNm/m]	954	885	909	860	980	932	989	940	957	938	1009	1018	1103	1110	1093	1100
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	0.84	0.70	0.66	0.59	0.75	0.67	0.82	0.73	1.05	0.85	0.98	1.09	1.10	1.15	1.24	1.30
	e>(B/6)	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e>(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*
σ_N [kN/m^2]	247.67	275.64	298.79	317.54	284.11	302.86	261.80	280.56	197.35	239.25	224.58	202.27	218.25	210.68	191.60	184.03
σ_M [kN/m^2]	270.42	251.02	257.65	243.98	277.81	264.15	280.31	266.64	271.36	265.88	286.04	288.53	312.82	314.83	309.93	311.94
σ_A [kN/m^2]	518.09	526.66	556.44	561.53	561.92	567.01	542.11	547.19	468.71	505.13	510.62	490.80	531.07	525.50	501.53	495.96
σ_B [kN/m^2]	-22.75	24.62	41.14	73.56	6.29	38.72	-18.50	13.92	-74.01	-26.63	-61.47	-86.27	-94.57	-104.15	-118.33	-127.91
u [m]	1.46	1.60	1.64	1.71	1.55	1.63	1.48	1.57	1.25	1.45	1.32	1.21	1.20	1.15	1.06	1.00
σ_A* [kN/m^2]	519.19	526.66	556.44	561.53	561.92	567.01	542.79	547.19	485.79	506.70	520.36	514.18	557.23	559.70	554.39	564.09
σ_B* [kN/m^2]	0.00	24.62	41.14	73.56	6.29	38.72	0.00	13.92	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

	Rara				Frequente		Quasi permanente	
	no traffico	Traffico	Frenatura 1	Frenatura 2	no traffico	Traffico	no traffico	Traffico
	17	18	19	20	21	22	23	24
N_{Ed} [kN/m]	908	1082	1001	1032	908	1024	908	943
M_{Ed} [kNm/m]	927	897	965	945	916	891	893	886
B/6 [m]	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77	0.77
e [m]	1.02	0.83	0.96	0.92	1.01	0.87	0.98	0.94
	e>(B/6)	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*	*e>(B/6)*
σ_N [kN/m^2]	197.35	235.22	217.52	224.34	197.35	222.64	197.35	204.92
σ_M [kN/m^2]	262.74	254.26	273.56	267.87	259.60	252.51	253.32	251.31
σ_A [kN/m^2]	460.09	489.47	491.07	492.21	456.95	475.14	450.67	456.23
σ_B [kN/m^2]	-65.39	-19.04	-56.04	-43.52	-62.25	-29.87	-55.96	-46.38
u [m]	1.28	1.47	1.34	1.38	1.29	1.43	1.32	1.36
σ_A* [kN/m^2]	473.07	490.28	499.36	496.88	468.60	477.29	459.91	462.15
σ_B* [kN/m^2]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	y_1 [m]	y_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	45	39	-0.90	-0.79	-41	-31
Zavorra lato 1	78	0	-0.90	0.00	-71	0
Totale	**123**	**39**			**-111**	**-31**

(C2): Zavorra stabilizzante

Descrizione	N_2 [kN/m]	y_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Zavorra lato 2	**246**	-0.79	**-193**

(C4): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N_2 [kN/m]	y_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	**0.00**	-0.79	**0.00**

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

k_h	0.131
k_v	0.065

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	y_1 [m]	y_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-3	-3	-0.90	-0.79	3	2
Zavorra lato 1	-5	0	-0.90	0.00	5	0
Totale	**-8**	**-3**			**7**	**2**

Descrizione	N_2 [kN/m]	y_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Zavorra lato 2	**-16**	-0.79	**13**

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.	3	3	-0.90	-0.79	-3	-2
Zavorra lato 1	5	0	-0.90	0.00	-5	0
Totale	**8**	**3**			**-7**	**-2**

Descrizione	N_2 [kN/m]	y_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Zavorra lato 2	**16**	-0.79	**-13**

(C9): Reazioni terreno

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
σ_1 [kN/m^2]	306.25	330.21	354.80	370.58	344.50	360.29	322.61	338.52	251.83	296.74	284.46	258.45	278.87	268.77	240.54	225.79
σ_3 [kN/m^2]	160.74	195.97	217.01	240.10	195.93	219.03	172.16	195.93	91.96	153.27	123.26	83.69	88.66	69.97	26.08	0.00
H_1 [kN/m]	**743**	**771**	**820**	**839**	**816**	**835**	**779**	**797**	**664**	**723**	**724**	**695**	**752**	**746**	**715**	**711**
M_1 [kNm/m]	**726**	**747**	**793**	**807**	**793**	**807**	**760**	**774**	**661**	**707**	**716**	**695**	**752**	**750**	**729**	**731**
H_2 [kN/m]	**109**	**173**	**203**	**246**	**159**	**202**	**121**	**165**	**33**	**101**	**58**	**25**	**25**	**15**	**2**	**0**
M_2 [kNm/m]	**49**	**101**	**123**	**159**	**86**	**122**	**57**	**92**	**8**	**44**	**18**	**5**	**5**	**2**	**0**	**0**

Carico	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00
C9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00
$H_{Ed,1}$ [kN/m]	**-576**	**-604**	**-653**	**-672**	**-649**	**-668**	**-612**	**-630**	**-540**	**-600**	**-601**	**-572**	**-621**	**-614**	**-600**	**-595**
$M_{Ed,1}$ [kNm/m]	**576**	**597**	**643**	**657**	**643**	**657**	**610**	**624**	**550**	**596**	**604**	**584**	**634**	**631**	**625**	**627**
$H_{Ed,2}$ [kN/m]	**-190**	**-213**	**-97**	**-140**	**-141**	**-183**	**-178**	**-221**	**-253**	**-185**	**-228**	**-261**	**-263**	**-273**	**-281**	**-283**
$M_{Ed,2}$ [kNm/m]	**-186**	**-202**	**-112**	**-144**	**-149**	**-181**	**-178**	**-211**	**-217**	**-180**	**-206**	**-219**	**-221**	**-224**	**-222**	**-222**

(C9): Reazioni terreno								
	17	18	19	20	21	22	23	24
σ_1 [kN/m^2]	251.20	290.34	275.07	281.57	250.91	277.10	250.21	258.23
σ_2 [kN/m^2]	99.59	153.71	121.80	134.43	102.14	140.30	106.92	118.89
H_1 [kN/m]	**652**	**703**	**697**	**701**	**648**	**679**	**639**	**648**
M_1 [kNm/m]	**647**	**686**	**688**	**689**	**642**	**665**	**632**	**639**
H_2 [kN/m]	**40**	**106**	**60**	**76**	**43**	**88**	**49**	**62**
M_2 [kNm/m]	**11**	**49**	**19**	**28**	**12**	**37**	**15**	**22**
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]	**-528**	**-579**	**-574**	**-577**	**-524**	**-555**	**-516**	**-525**
$M_{Ed\ 1}$ [kNm/m]	**535**	**575**	**577**	**578**	**530**	**554**	**521**	**527**
$H_{Ed\ 2}$ [kN/m]	**-246**	**-179**	**-226**	**-210**	**-243**	**-197**	**-237**	**-223**
$M_{Ed\ 2}$ [kNm/m]	**-213**	**-175**	**-205**	**-196**	**-212**	**-187**	**-209**	**-202**

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATTERA)
Sezione 2 - lato strada (RETROZATTERA)
Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	**MAX H_{Ed}**	-540			
	MIN H_{Ed}	-672			
	MAX M_{Ed}	657	578	554	527
	MIN M_{Ed}	550	535	530	521

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	**MAX H_{Ed}**	-97			
	MIN H_{Ed}	-283			
	MAX M_{Ed}	-112	-175	-187	-202
	MIN M_{Ed}	-224	-213	-212	-209

Le seguenti immagini, invece, riportano l'andamento delle azioni flettenti e di taglio agenti nella retrozattera. Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto in funzione dell'analisi dei carichi e delle combinazioni di calcolo di cui alle tabelle precedenti.

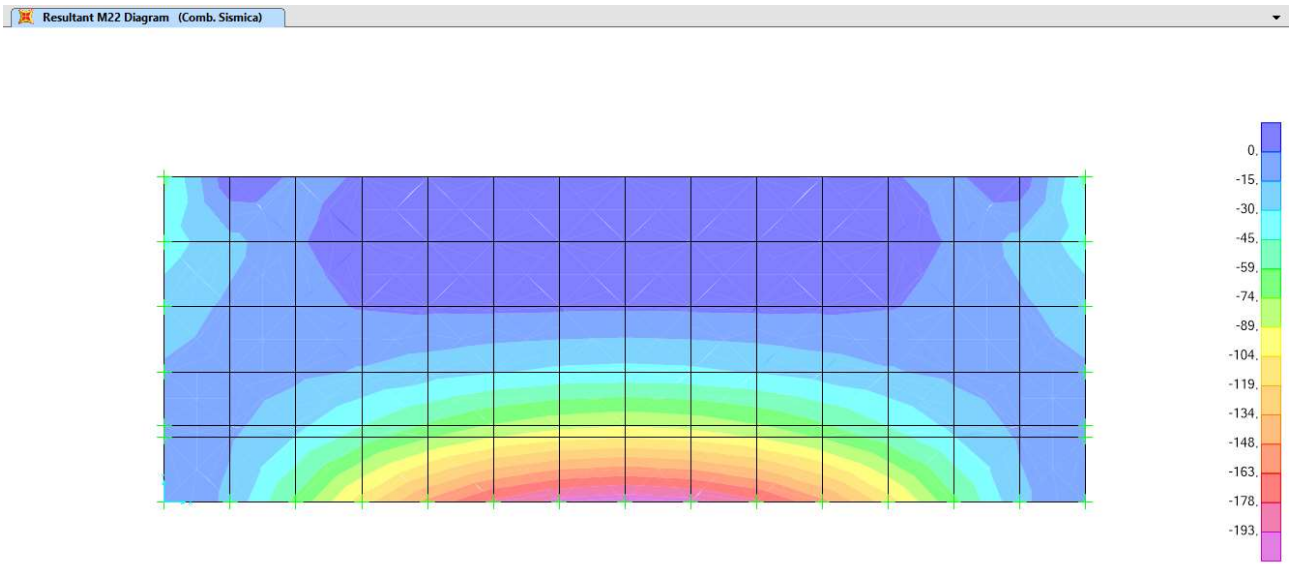


Figura 5-41. Momento flettente sulla retrozattera [kNm/m]

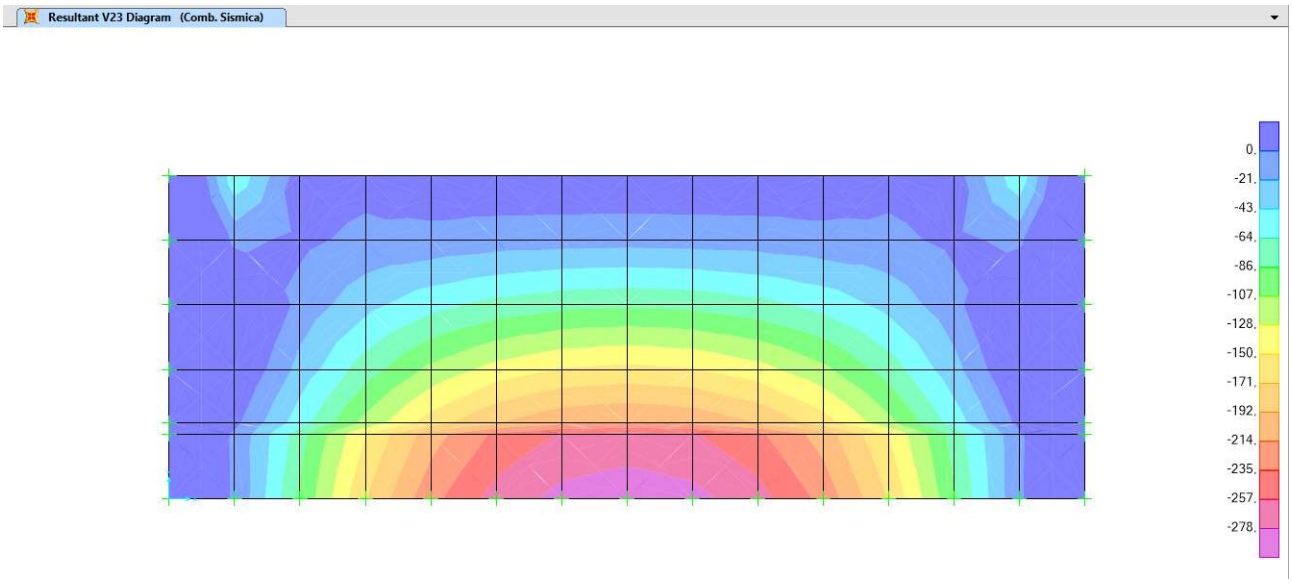


Figura 5-42. Spalle – Azione di taglio sulla retrozattera [kN/m]

5.3.5.3 *Verifica strutturale dell'avanzattera (sezione 1)*

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – avanzattera – sezione 1, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

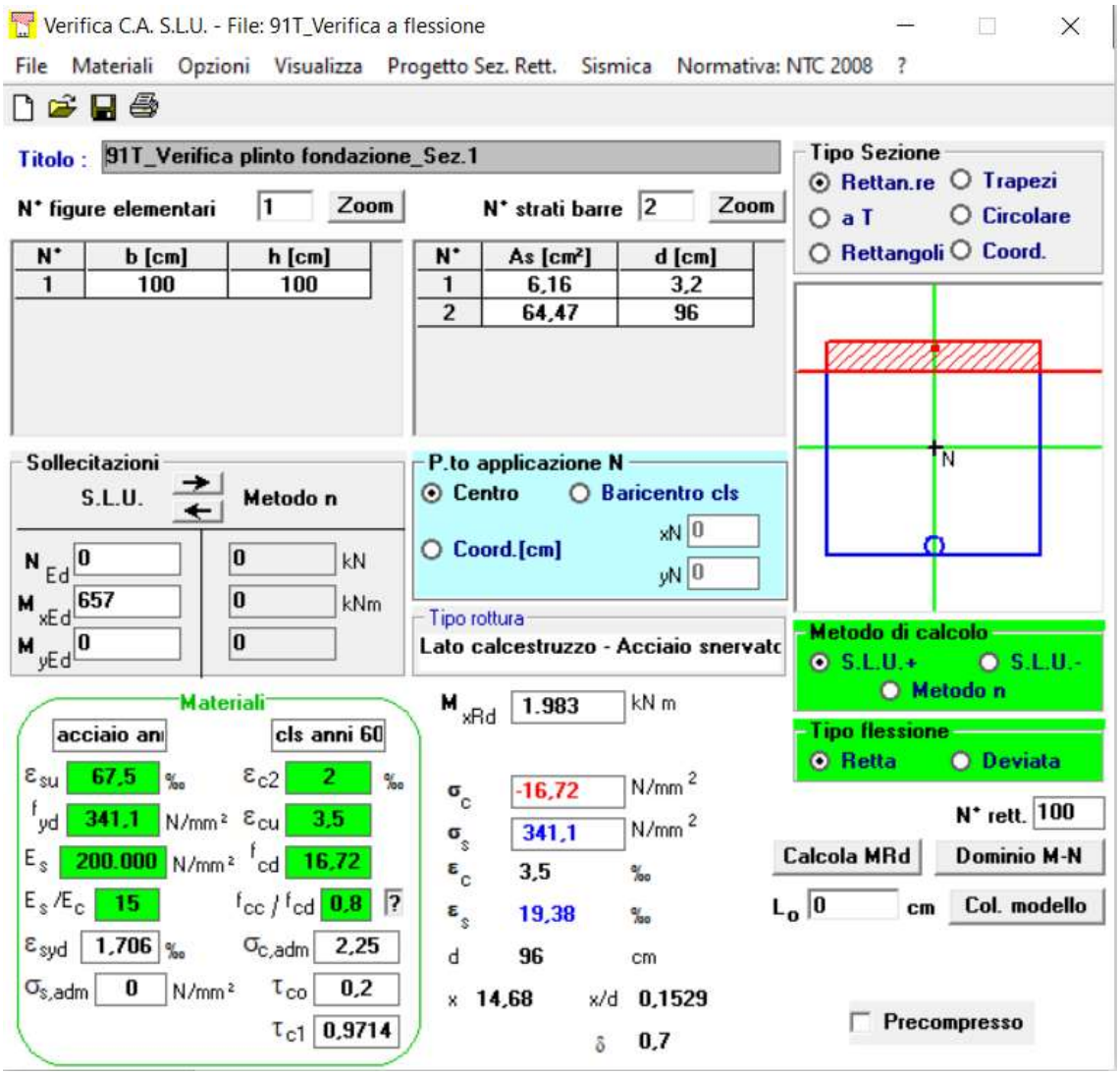
Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø24/12.50cm + Ø30/25cm
- Armatura a taglio: piegati Ø12/12.5cm+ Ø24/25cm

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 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] =	16,72	da indagini			
f_{ctk} [MPa] =	0,00				
f_{ctd} [MPa] =	0,00	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	341,10	da indagini			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1000	Altezza della sezione			
d [mm] =	960	Altezza utille 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	
cotgα =	1				
cotgθ =	2,50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**3486,73**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'$_{cd}$ (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	2714,34	Ø12/12.5+Ø24/25	area piegati		
s [mm] =	1000		passo piegati		
V_{Rsd} [kN] =	**1979,86**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**1979,86**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**672,00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.3.5.4 *Verifica strutturale della retrozattera (sezione 2)*

Si effettuano le verifiche della soletta di fondazione – retrozattera – sezione 2, considerando lo spessore di 1.00m in corrispondenza del paramento.

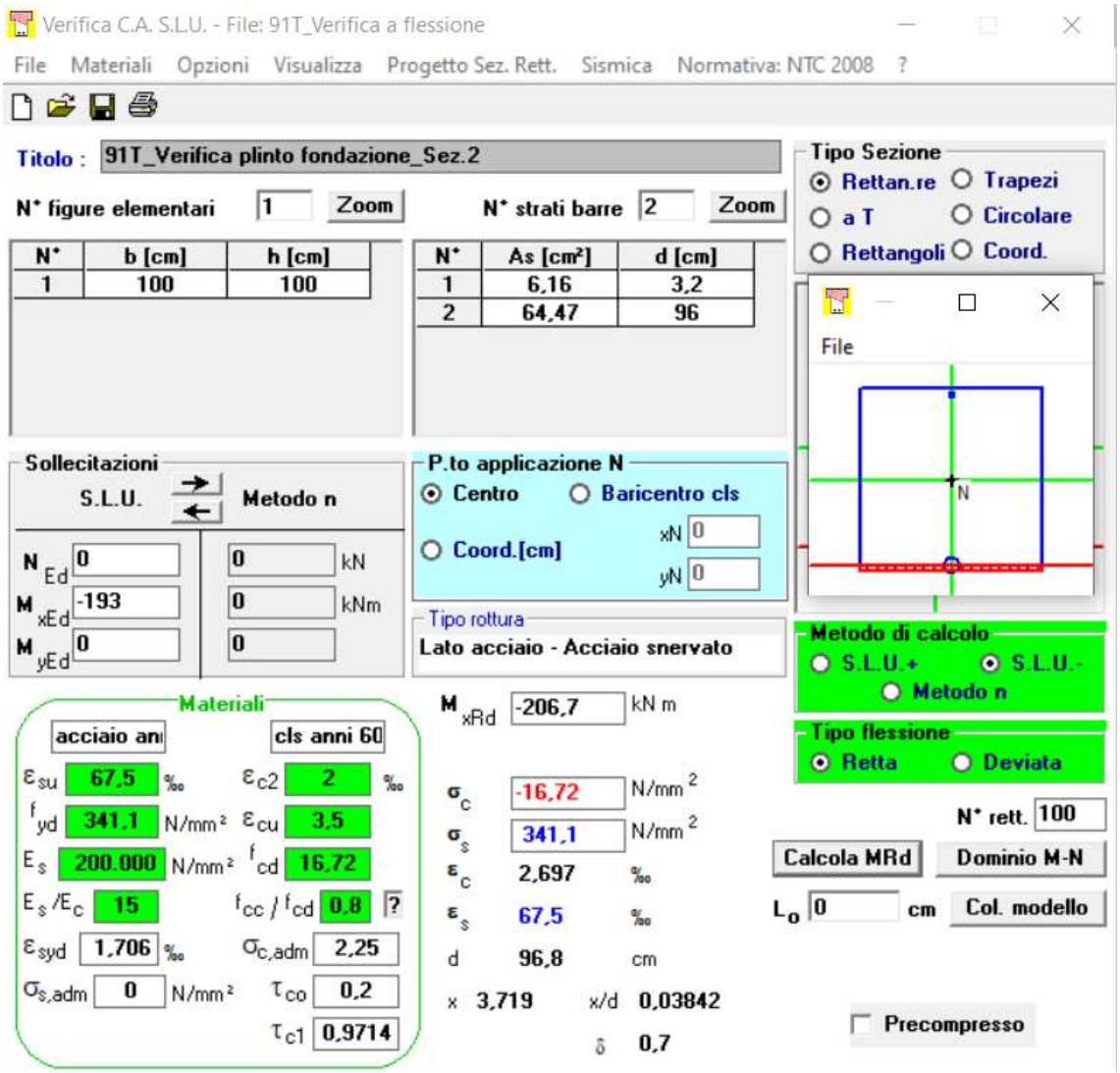
Si considerano le seguenti armature:

- Armatura superiore: Ø14/25cm
- Armatura inferiore: Ø24/12.50cm + Ø30/25cm

Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro

<u>Verifica a flessione della sezione di incastro</u>



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] =	16,72	da indagini			
f_{ctk} [MPa] =	0,00				
f_{ctd} [MPa] =	0,00	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	341,10	da indagini			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	1000	Altezza della sezione			
d [mm] =	968	Altezza utille 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	
cotgα =	1				
cotgθ =	2,50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**3515,79**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'$_{cd}$ (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	2714,34	Ø12/12.5+Ø24/25	area piegati		
s [mm] =	1000		passo piegati		
V_{Rsd} [kN] =	**1996,36**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**1996,36**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**278,00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.3.6 Analisi strutturale del paramento

5.3.6.1 *Analisi dei carichi*

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori delle azioni trasmesse dall'impalcato, per metro lineare di spalla e ottenuti da un'analisi semplificata dell'impalcato. (Il momento Mz 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	-8.8	-0.185	103	0	19
Cordolo	-8.8	-0.185	0	0	0
FOA	-8.8	-0.185	0	0	0
Guardrail	-8.8	-0.185	0	0	0
Pavimentazione	-8.8	-0.185	63	0	12
Vento	-8.8	-0.185	0	0	0
Neve	-8.8	-0.185	0	0	0
Tandem 1	-8.8	-0.185	102	0	19
Tandem 2	-8.8	-0.185	1	0	0
Distribuito	-8.8	-0.185	41	0	8
Frenatura	-8.8	-0.185	0	20	-173
Resistenza passiva dei vincoli	-8.8	-0.185	0	8	-73
Sisma dir. oriz.	-8.8	-0.185	0	48	-424
Sisma dir. vert.	-8.8	-0.185	13	0	2

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_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.93	0.00	241.39	0.00	0.00
Cordolo in c.a.	-8.18	-0.79	45.50	0.00	35.72
Paraghiaia	-9.27	-1.99	15.40	0.00	30.57
TOTALE			**302**	**0**	**66**

(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]	10.04

Comb.	ka	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
M1	0.27	-3.35	0.00	**0**	**273**	**-914**

(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)	-5.02	0.00	**0**	**54**	**-273**

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

k_h	0.131
k_v	0.065

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento	-3.93	0.00	-15.80	31.60	-124.03
Cordolo in c.a.	-8.18	-0.79	-2.98	5.96	-51.03
Paraghiaia	-9.27	-1.99	-1.01	2.02	-20.69
Zavorra a tergo	-3.93	-1.40	0.00	32.27	-126.65
TOTALE			**-20**	**72**	**-322**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	x_P [m]	y_P [m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Paramento c.a.	-3.93	0.00	15.80	31.60	-124.03
Trave in c.a.	-8.18	-0.79	2.98	5.96	-46.36
Paraghiaia in c.a.	-9.27	-1.99	1.01	2.02	-16.69
Zavorra a tergo	-3.93	-1.40	0.00	32.27	-126.65
TOTALE			**20**	**72**	**-314**

(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	0.35	273.16	332.96	**60**	-5.02	**-300**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	ka	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	273.16	367.50	**94**	-5.02	**-474**

5.3.6.2 *Determinazione delle azioni caratteristiche risultanti nella sezione P*

Sulla base delle analisi dei carichi riportate nei capitoli precedenti, vengono considerate le seguenti condizioni di carico elementari.

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

Si riportano di seguito, per ciascuna condizione di carico elementare, i valori delle azioni agenti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

RISULTANTI	C1			C2			C3			C4a		
	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]	R_x [kN/m]	R_y [kN/m]	M_z [kNm/m]
Impalcato	166	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	302	0	66	0	0	0	0	273	-914	0	0	0
Totale	**468**	**0**	**97**	**0**	**0**	**0**	**0**	**273**	**-914**	**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	102	0	19	1	0	0	41	0	8
Sottostruttura	0	54	-273	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**54**	**-273**	**102**	**0**	**19**	**1**	**0**	**0**	**41**	**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	20	-173	0	8	-73	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**20**	**-173**	**0**	**8**	**-73**	**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	-13	48	-426	13	48	-422	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-20	72	-322	20	72	-314	0	60	-300	0	94	-474
Totale	**-32**	**120**	**-749**	**32**	**120**	**-735**	**0**	**60**	**-300**	**0**	**94**	**-474**

5.3.6.3 *Determinazione delle azioni di calcolo risultanti nel punto P*

Sulla base delle singole condizioni di carico elementari e dei diversi coefficienti parziali di sicurezza sono state predisposte le seguenti combinazioni di calcolo.

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Si riportano di seguito le azioni di calcolo risultanti nella sezione di incastro del paramento (sezione P).

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	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]	632	824	757	654	468	661	593	490	529	464	468	611	561	485	468	561	468	496
V_{Ed} [kN/m]	453	453	480	480	453	453	480	480	507	472	336	336	355	355	322	322	292	292
M_{Ed} [kNm/m]	-1570	-1535	-1781	-1800	-1604	-1569	-1815	-1833	-2148	-1988	-1163	-1137	-1319	-1333	-1095	-1078	-945	-939

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.

$h_{tiranti}$ [m]	4.50	da sezione incastro paramento																
$i_{tiranti}$ [m]	0.73																	
$n_{tiranti}$	16.00																	
Comb.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**
T_{Ed} [tiro/m]	148	141	180	183	150	143	181	185	241	211	52	47	75	78	39	36	10	9
$V_{_Ted}$ [kN/m]	148	141	180	183	150	143	181	185	241	211	52	47	75	78	39	36	10	9
$M_{_Ted}$ [kNm/m]	666	635	810	824	675	644	815	833	1085	950	234	212	338	351	176	162	45	41

Azioni di calcolo definite in presenza di tiranti passivi nella sezione di incastro P

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	**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}	632	824	757	654	468	661	593	490	529	464	468	611	561	485	468	561	468	496
V_{Ed}	305	312	300	297	303	310	299	295	266	261	284	289	280	277	283	286	282	283
M_{Ed}	-904	-900	-971	-976	-929	-925	-1000	-1001	-1064	-1039	-929	-925	-981	-982	-919	-916	-900	-899

5.3.6.4 *Verifica strutturale del paramento – sezione P*

Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- la struttura esistente + il placcaggio di consolidamento di spessore 50 cm;
- la nervatura della spalla e una porzione di anima collaborante pari all'interasse tra due nervature adiacenti: 5.86m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

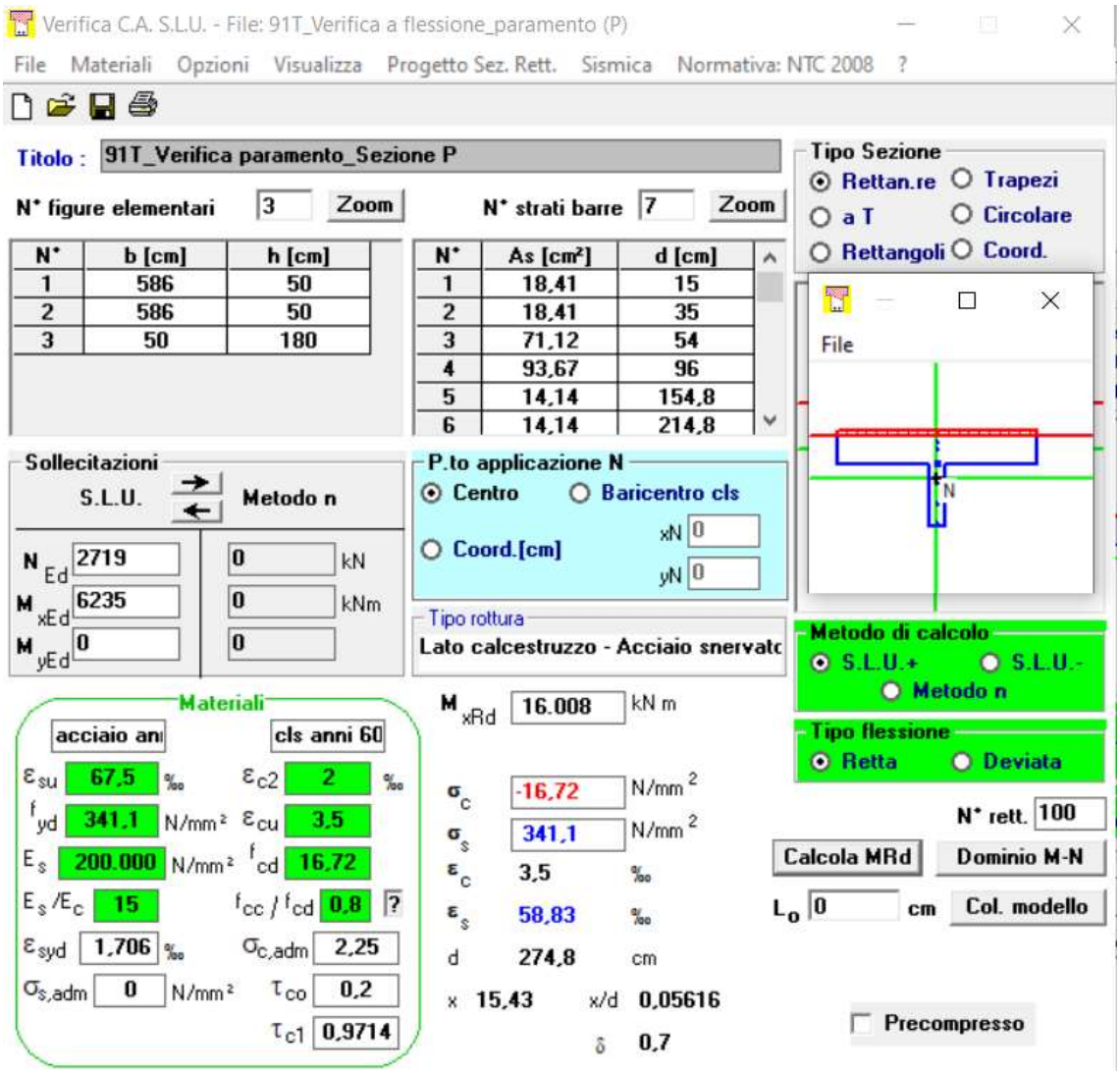
Si considerano le seguenti armature:

- Armatura verticale:
  - d'estremità nella nervatura: 10Ø30
  - lungo la nervatura: (2+2)Ø30
  - lato terra nell'anima: 2Ø30 + 3Ø12/25
  - lato strada nell'anima: 4Ø24 + Ø12/12.50
  - lato terra nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
  - lato strada nel placcaggio: Ø20/m (inghisaggi nella fondazione)
- Armatura a taglio: staffe (Ø10+Ø12)/25

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione della sezione di incastro (P)
- Verifica a taglio della sezione di incastro (P)

Verifica a flessione in P



Verifica 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] =	16,72	da indagini			
f_{ctk} [MPa] =	0,00				
f_{ctd} [MPa] =	0,00	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	341,10	da indagini			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	2300	Altezza della sezione			
d [mm] =	2268	Altezza utille 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	
cotgα =	1				
cotgθ =	2,50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**8237,41**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'$_{cd}$ (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	383,27	staffeØ12+Ø10	area staffe		
s [mm] =	250		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	**2641,87**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**2641,87**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**1828,00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.3.6.5 *Verifica strutturale del paramento – sezione T*

Le tabelle seguenti mostrano le sollecitazioni caratteristiche agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T), a circa 4.50m 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	166	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	164	0	66	0	0	0	0	83	-154	0	0	0
Totale	**329**	**0**	**97**	**0**	**0**	**0**	**0**	**83**	**-154**	**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	102	0	19	1	0	0	41	0	8
Sottostruttura	0	30	-83	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**30**	**-83**	**102**	**0**	**19**	**1**	**0**	**0**	**41**	**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	20	-84	0	8	-36	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Totale	**0**	**20**	**-84**	**0**	**8**	**-36**	**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	-13	48	-209	13	48	-205	0	0	0	0	0	0
Sottostruttura	-11	35	-80	11	35	-72	0	18	-50	0	29	-80
Totale	**-23**	**83**	**-290**	**23**	**83**	**-276**	**0**	**18**	**-50**	**0**	**29**	**-80**

Le tabelle seguenti mostrano le combinazioni di calcolo e le sollecitazioni di calcolo agenti nella sezione di attacco dei tiranti (sezione T).

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	Traffico +	Traffico -	no traffico	traffico 1	traffico 2a	traffico 2a config 2	no traffico	traffico 1	no traffico	traffico 1
COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
C1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C4a	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C4b	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.20	0.20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4c	0.00	1.35	1.01	0.00	0.00	1.35	1.01	0.00	0.20	0.20	0.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.75	0.00	0.20
C4d	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
C4e	0.00	1.35	0.54	0.54	0.00	1.35	0.54	0.54	0.20	0.20	0.00	1.00	0.40	0.40	0.00	0.40	0.00	0.20
C5	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C8	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kv)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo nella sezione a quota 4.5 m dalla sezione di incastro del paramento in ASSENZA di tiranti passivi

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	**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]	445	638	570	467	329	522	455	352	381	335	329	472	422	346	329	422	329	358
V_{Ed} [kN/m]	164	164	191	191	164	164	191	191	209	198	121	121	141	141	114	114	97	97
M_{Ed} [kNm/m]	-237	-201	-328	-347	-271	-235	-362	-381	-460	-444	-175	-149	-243	-257	-155	-137	-109	-104

$h_{tiranti}$ [m]	4.5	da sezione incastro paramento
$i_{tiranti}$ [m]	0.73	
Comb.	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**
$V_{_Ted}$* [kN/m]	148	141	180	183	150	143	181	185	241	211	52	47	75	78	39	36	10	9
$V_{_Ted}$ [kN/m]	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$M_{_Ted}$ [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 4.5 m dalla sezione di incastro del paramento in PRESENZA di tiranti passivi

	Massimizzazione compressione				Massimizzazione trazione				sismica		Rara				frequente		quasi permanente	
DESCRIZIONE	**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}	445	638	570	467	329	522	455	352	381	335	329	472	422	346	329	422	329	358
V_{Ed}	164	164	191	191	164	164	191	191	209	198	121	121	141	141	114	114	97	97
M_{Ed}	-237	-201	-328	-347	-271	-235	-362	-381	-460	-444	-175	-149	-243	-257	-155	-137	-109	-104

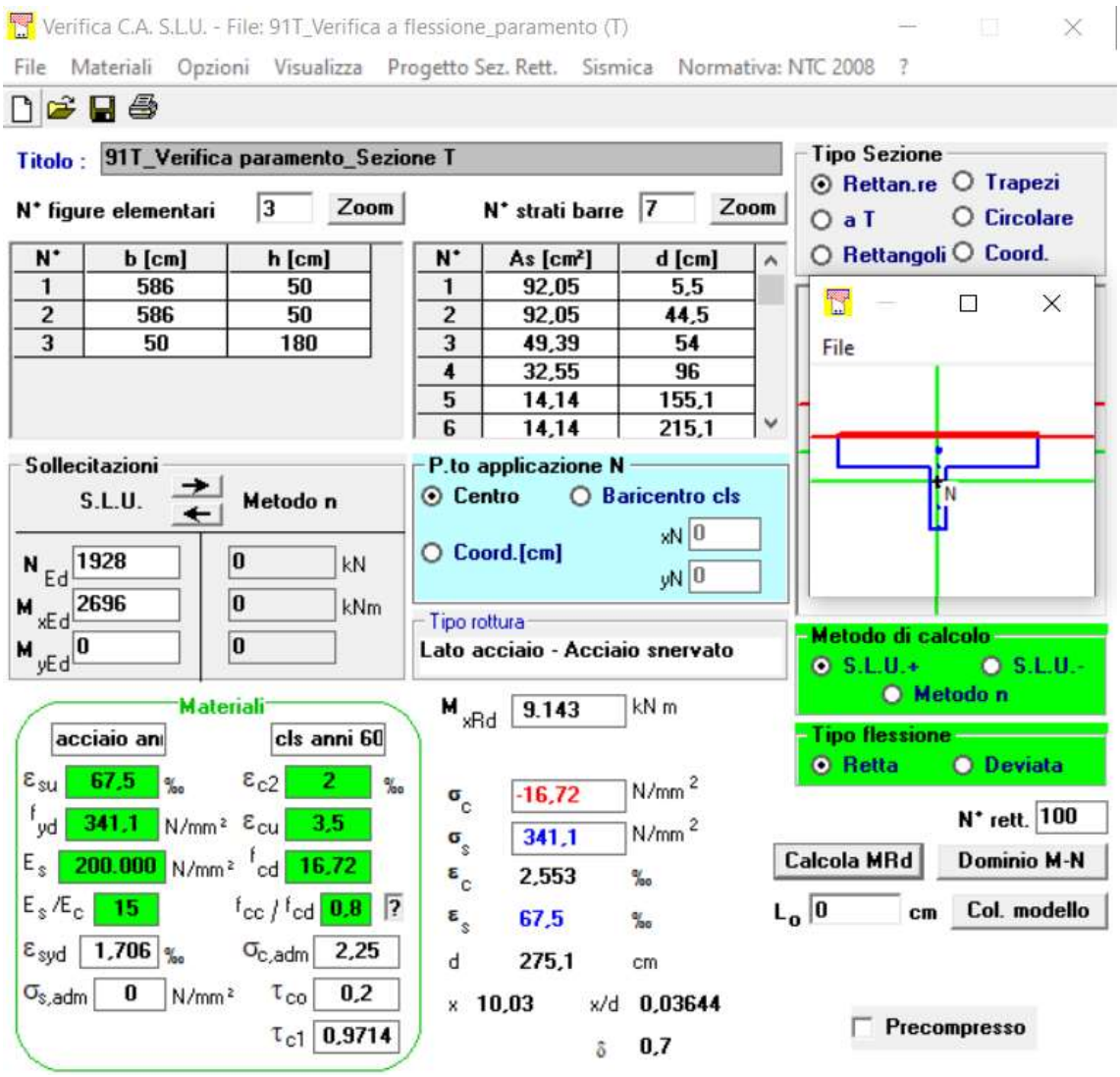
Si effettuano le verifiche del paramento considerando reagente a lungo termine:

- 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: 5.86m (le sollecitazioni di cui al precedente paragrafo, espresse al metro lineare, verranno moltiplicate per tale valore).

Si considerano le seguenti armature:

-	Armatura verticale:	d'estremità nella nervatura:	4Ø24
		lungo la nervatura:	(2+2)Ø30
		lato terra nell'anima:	2Ø30 + Ø10/25
		lato strada nell'anima:	4Ø20 + Ø10/12.5
		lato terra nel placcaggio:	Ø20/20
		lato strada nel placcaggio:	Ø20/20
-	Armatura a taglio:	staffe (Ø10+Ø12)/25	

Verifica a flessione in T



Verifica 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] =	16,72	da indagini			
f_{ctk} [MPa] =	0,00				
f_{ctd} [MPa] =	0,00	(c.a. γ_c=1.5)			
f_{ywd} [MPa] =	341,10	da indagini			
Verifica del conglomerato					
H [mm] =	2300	Altezza della sezione			
d [mm] =	2268	Altezza utille 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	
cotgα =	1				
cotgθ =	2,50	tra 1 e 2.5			
V_{Rcd} [kN] =	**8237,41**	Resistenza a compressione bielle			
		=0.9 bw d αc f'$_{cd}$ (cotgα+ctgθ) / (1+cotg2θ)			
Verifica dell'acciaio					
A_{sw} [mmq] =	383,27	staffeØ12+Ø10	area staffe		
s [mm] =	250		passo staffe		
V_{Rsd} [kN] =	**2641,87**	Resistenza armature = 0.9 d f_{ywd} A_{sw}/s (ctα+ctgθ) sinα			
V_{Rd} [kN] =	**2641,87**	Min. tra V_{Rcd} eV_{Rsd}			
V_{Sdu} [kN] =	**1224,74**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

5.3.6.6 *Verifica a punzonamento*

A favore di sicurezza, la verifica a punzonamento è condotta unicamente sul tratto di sezione di placcaggio in cui sono vincolati i tiranti.

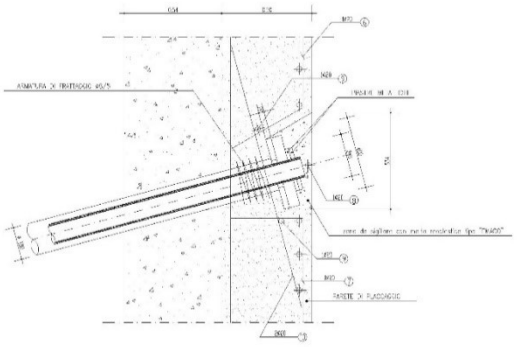
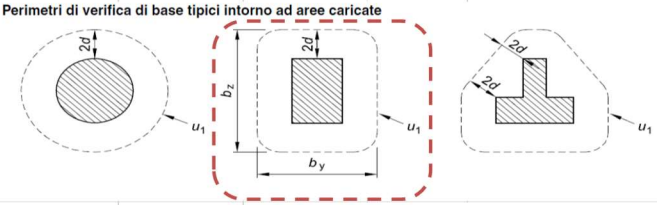


Figura 5-43. Dettaglio sezione di attacco tiranti

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)
ν =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

figura 6.13 **Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate**



u_0 [mm]=	1600	perimetro critico sul pilastro
u_1 [mm]=	4238	perimetro critico di punzonamento
β	1.15	Coefficiente di eccentricità di carico (1.00-1.15-1.40-1.50)
- Verifiche di resistenza sul perimetro del pilastro		
V_{Ed} [kN] =	**177.00**	Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	**0.61**	=$\beta V_{Ed}/u_0 d$
$v_{Rd,max}$ =0,5νf_{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
ρ_{1x}=$A_{s,x}$/[(A+3dx2)d]	0.4506%	Rapporto geometrico d'armatura in direzione x
ρ_{1y}=$A_{s,y}$/[(B+3dx2)d]	0.4506%	Rapporto geometrico d'armatura in direione y
k=(1+(200/d)$^{0,5)}$≤2	1.976	
ρ_1=($\rho_{1x}\rho_{1y}$)^{0,5}≤0,02	0.4506%	Rapporto ideale d'armatura
$C_{Rd,c}$ (γc=1,5)=0,18/γc	0.12	
ν_{min} =0,035$k^{(2/3)}f_{ck}^{0,5}$=	0.2970	
$V_{Ed,red}$ [kN] =	**177.00**	Forza di taglio sollecitante
v_{Ed} [MPa] =	**0.23**	=$\beta V_{Ed}/(u_1 d)$
$v_{Rd,c}$ [MPa] =	**0.56**	= $C_{Rd,c}$ k(100$\rho_1 f_{ck}$)$^{(1/3)}$+$k_1\sigma_{cp}$≥(vmin+k1σcp)
Verifica: v_{Rdc} > v_{Ed}	Verificato	

5.3.7 Analisi strutturale del paraghiaia

PARAGHIAIA

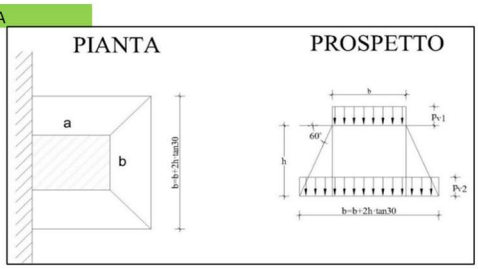
Caratteristiche paraghiaia

H_{paragh} [m] =	1.54	
B_{paragh} [m] =	0.40	

Caratteristiche Terreno

γ =	20	kN/mc		
Φ =	35	°	=	0.611 rad
k_a	0.27			
$h_{terreno\ spinta}$ =	1.54	m		

ANALISI DEI CARICHI NELLA SEZIONE DI INCASTRO DEL PARAGHIAIA



1) Peso proprio

N	**15.40**	kN/m

2) Spinta Terreno

S_t	**6.43**	kN/m --> spinta distribuita
M_t	**3.30**	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	v. Par. C5.1.3.3.5.1
b	3.00	m	Circolare 21/01/2019
a'	3.09	m	
b'	4.78	m	

Pressioni su paraghiaia

$p_{1(verticale)}$	99.91	MPa
$p_{2(verticale)}$	49.65	MPa
$\sigma_{1(orizzontale)}$	27.07	MPa
$\sigma_{2(orizzontale)}$	13.45	MPa

Azioni

S_{H2}	20.72	kN/m --> spinta orizzontale data dal rettangolo di pressioni
S_{H1}	10.49	kN/m --> spinta orizzontale data dal triangolo di pressioni
S_H	**31.21**	kN/m --> spinta totale
M_{SH}	**26.72**	kNm/m --> momento totale

3.2) Azione di frenata

Q1k	**300**	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
F_f=0,6Q1k	180	kN --> v. Par. C5.1.3.3.5.2 Circolare 21/01/2019
S_f	**29.61**	kN/m --> spinta distribuita (larghezza di diffusione pari a L = w + 2x$h_{pargh.}$)
M_f	**45.59**	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	15	0	0
C2	0	6	3
C3.1	0	31	27
C3.2	300	30	46

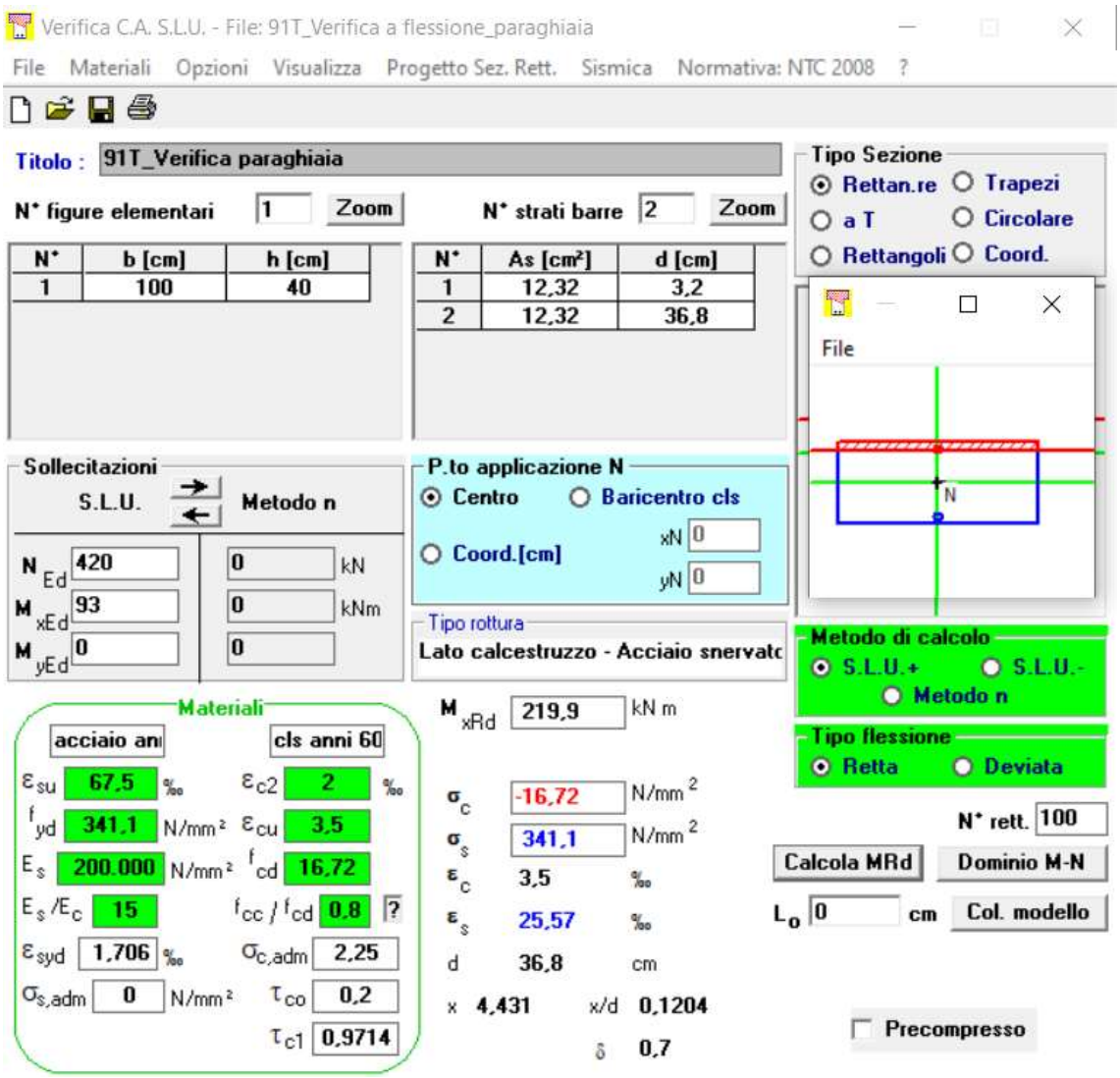
Combinazioni di calcolo

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

Azioni di calcolo nella sezione di incastro

C.C.	SLU-1	SLU-2	RARA-1	RARA-2	FREQ	Q. P.
N_{Ed} [kN/m]	15	420	15	315	15	15
V_{Ed} [kN/m]	51	80	38	59	30	6
M_{Ed} [kNm/m]	41	93	30	69	23	3

Verifica a flessione



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] =	16,72	da indagini			
f_{ctk} [MPa] =					
f_{ctd} [MPa] =		(c.a. γ_c=1.5)			
f_y [MPa] =	341,10	da indagini			
Condizione di verifica					
H [mm] =	400	Altezza della sezione			
cmin [mm] =	25	Ricoprimento minimo			
ϕstaffe [mm] =	0	Diametro staffe			
ϕlong [mm] =	14	Diametro barre longitudinali			
n_barre_long	8,00	Numero barre longitudinali			
d [mm] =	368	Altezza utile della sezione			
b_w [mm] =	1000	Larghezza della membratura resistente a taglio			
k =	1,74	$= 1+(200/d)^{0.5}$ con ≤ 2			
A_{sl} [mmq]=	1231,50	Area armatura longitudinale in trazione			
ρ_l =	0,0033	$A_{sl} / (b_w\ d) \leq 0.02$			
v_{min} =	0,3277	$= 0.035\ k^{3/2}\ f_{ck}^{0.5}$			
Calcolo del contributo della sezione compressa					
A_c [mmq] =	400000	Area della sezione			
N_{Ed} [kN] =	0,00	Azione assiale di compressione della sezione			
N_{Ed}/A_c [MPa] =	0,00	tensione nella sezione			
$0.2f_{cd}$ [MPa] =	3,34	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] =	136,19	Resistenza di calcolo			
$V_{R,min}$ [kN] =	120,59	Resistenza min. $(v_{min} + 0.15\sigma c)\ b_w\ d$			
V_{Rd} [kN] =	**136,19**	Resistenza di progetto			
V_{Sdu} [kN] =	**80,00**	Sollecitazione di progetto SLU			
	Verificato				

6 ANALISI PILE

6.1 PILA IN ALLARGAMENTO

6.1.1 PULVINO

Sollecitazioni di calcolo

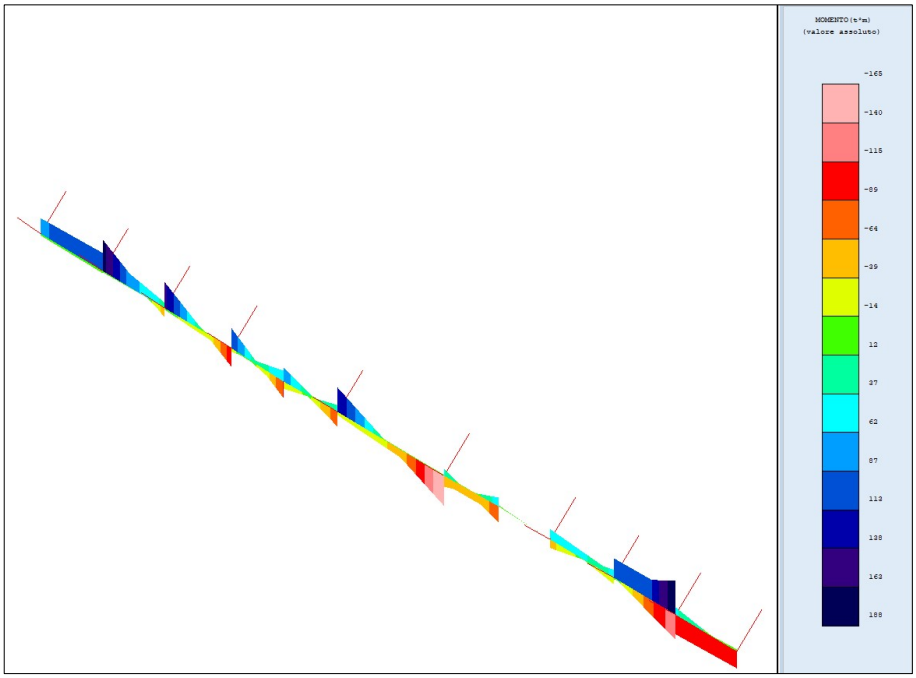


Figura 6-1. Pile - Modello FEM – Inviluppo Momento SLU Pulvino

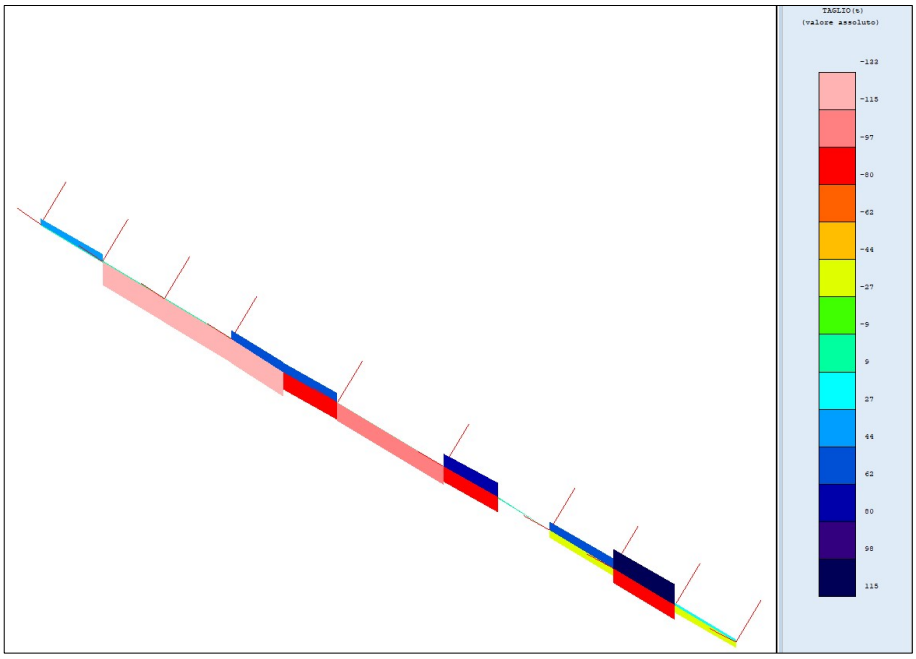


Figura 6-2. Pile - Modello FEM – Inviluppo Taglio SLU Pulvino

Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura orizzontale – estradosso: 12Ø30
- Armatura orizzontale – intradosso: 8Ø24
- Armatura a taglio (staffe Ø20/20 4 braccia)

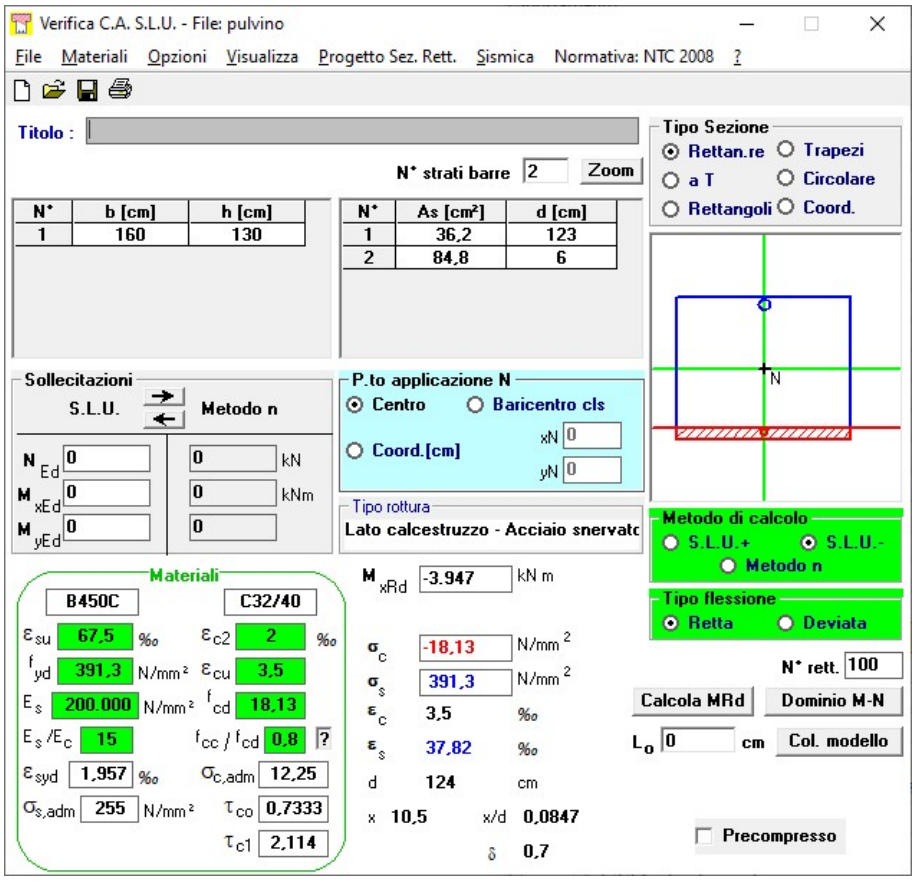
Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro
- Verifica della sezione di incastro allo SLE

Verifica SLU – flessione

Per momento negativo allo SLU si ottiene:

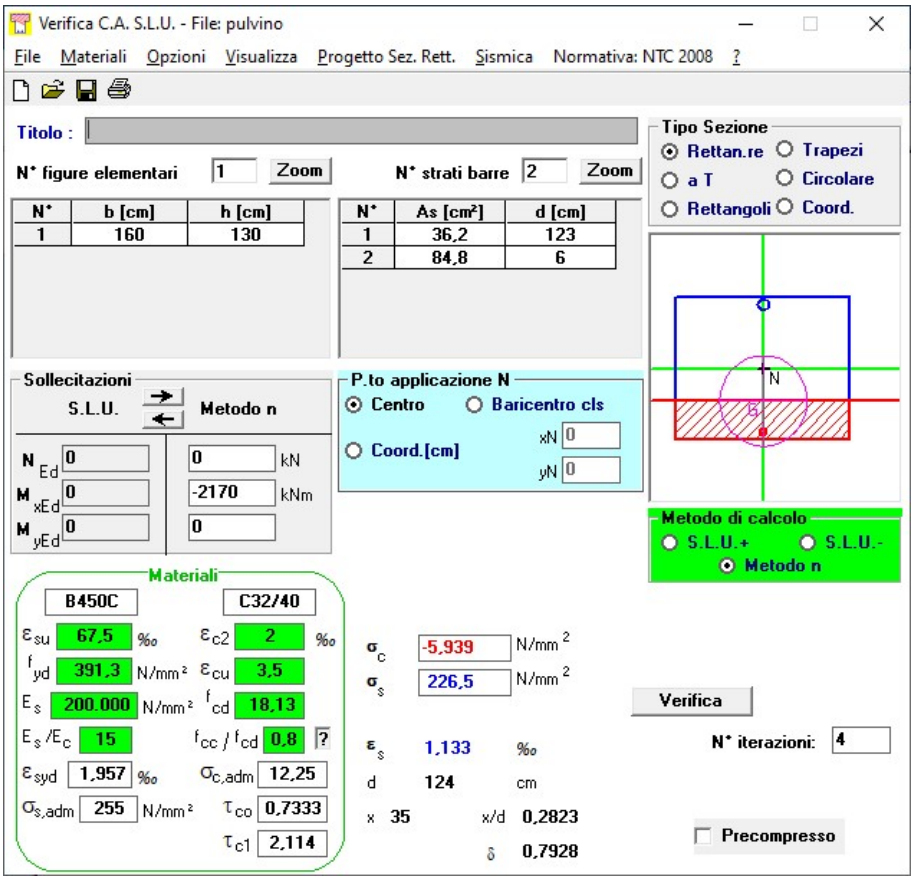
M_{Rd} = 3947 kNm > M_{Ed} = 1880 kNm



Verifica SLU – taglio

Coefficiente maggiorativo αc = 1,00
Area staffe Asw = 4 x 314 = 1257 mm2
spaziatura massima sw = 200 mm
Inclinazione del puntone compresso $\cot\theta$ = (αc*bw*0,5*fcd/fyd/(Asw/sw))^0.5 = 2.00
Resistenza al taglio VRd = (Asw/sw)*0,9*d*fyd*cotq = 6073.9 kN > 1330 kN

Verifica SLE



Tensione di compressione limite S.L.E. 0.45 x 32 = 14.4 MPa > 5.94 MPa

Tensione di trazione limite S.L.E. 0.60 x 450 = 270 MPa > 226.5 MPa

6.1.2 ELEMENTI VERTICALI (SETTI)

Sollecitazioni di calcolo

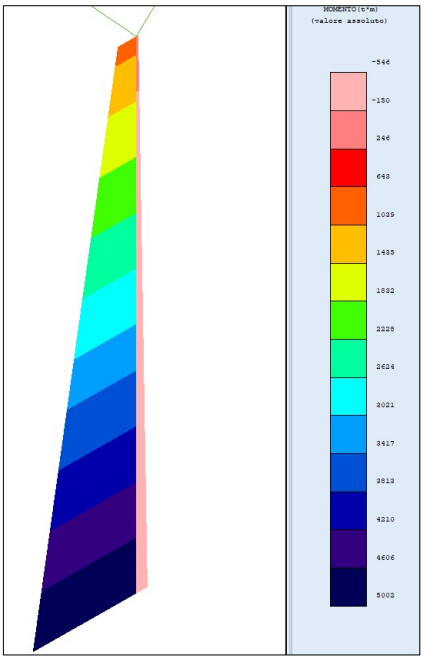


Figura 6-3. Pile - Modello FEM – Inviluppo Momento flettente SLU Setto

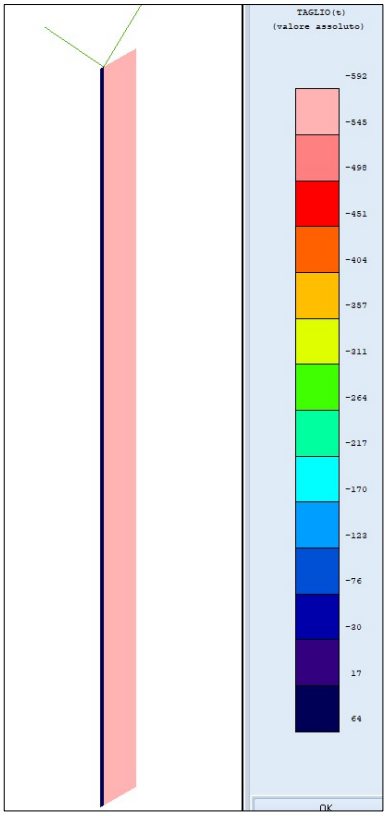


Figura 6-4. Pile - Modello FEM – Inviluppo Taglio SLU Setto

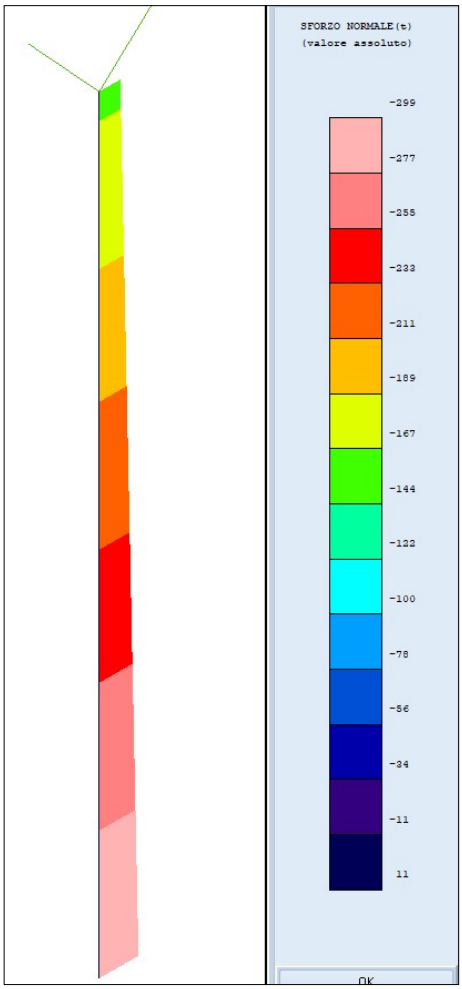


Figura 6-5. Pile - Modello FEM – Inviluppo Azione Assiale SLU Setto

<u>Verifiche strutturali</u>

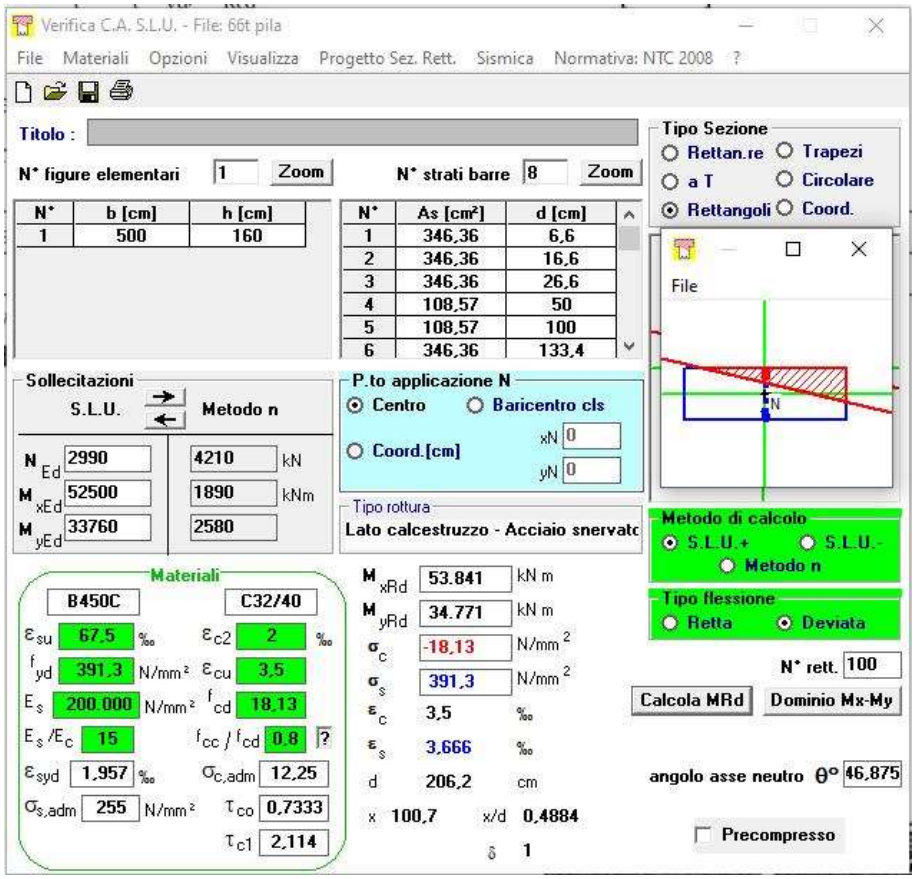
Si considerano le seguenti armature:

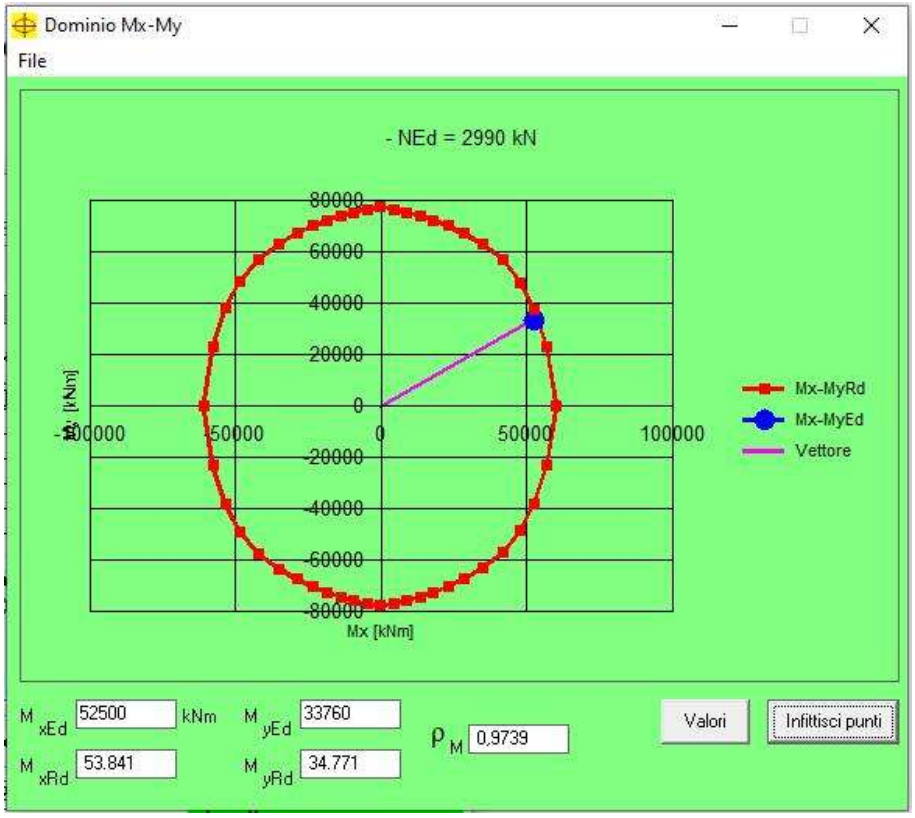
- Armatura verticale – bordo esterno: Ø30/10 (su tre file) + Ø24/20 (n.2 file interne)
- Armatura a taglio (staffe Ø16/15)

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione allo SLU
- Verifica a taglio
- Verifica allo SLE

Verifica SLU – Flessione



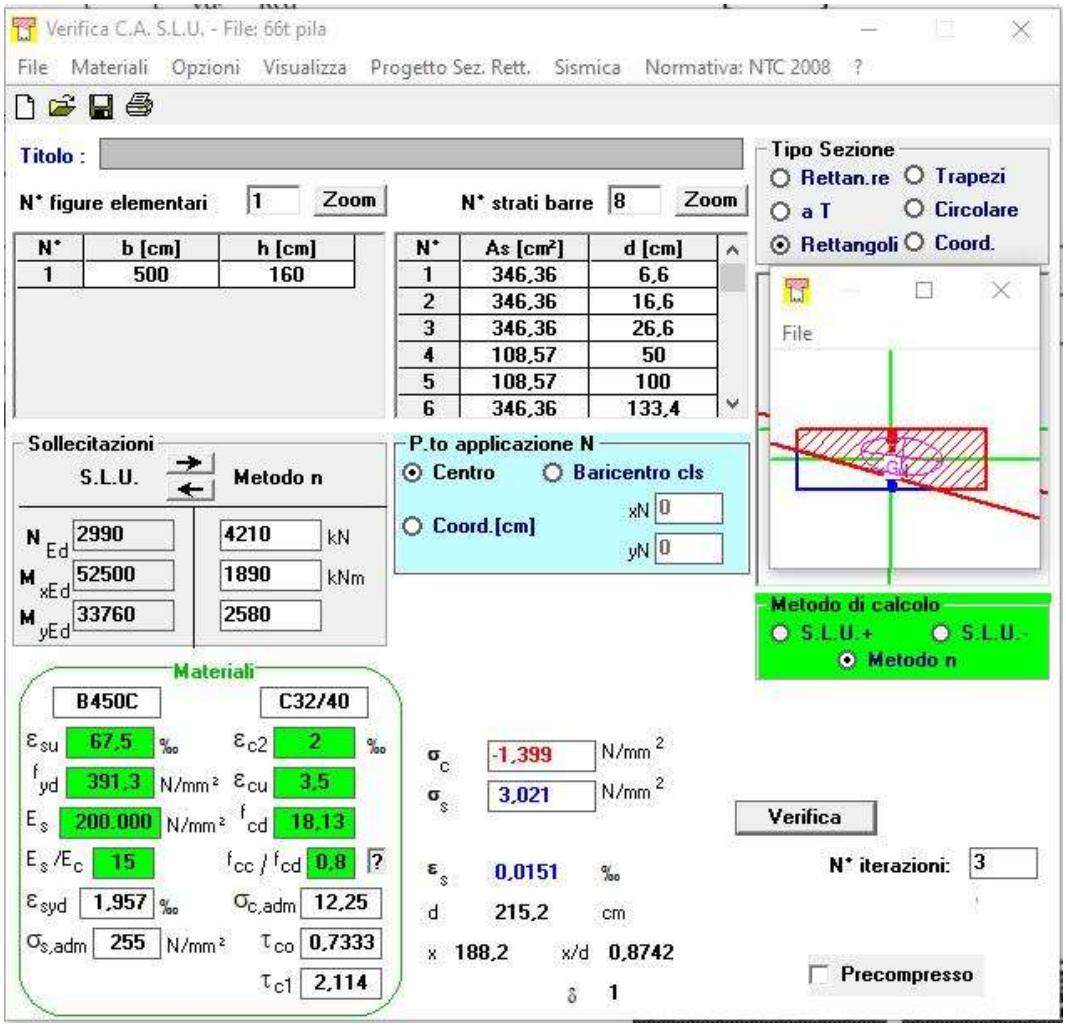


Verifica SLU – Taglio

V_{Ed} = 5920kN

Resistenza cilindrica di progetto del calcestruzzo	fcd =	18,13	N/mm2	0,85 fck / 1,5
Resistenza allo snervamento di progetto dell'acciaio	fyd =	391,3	N/mm2	450 / 1,15
Coefficiente maggiorativo	ac =	1,00		(si trascura l'effetto dello sforzo normale)
	bw =	5000	mm	
	h =	1600	mm	
copriferro nominale	c =	50	mm	
altezza utile	d =	1550	mm	
Area staffe	Asw =	804	mm2	f16/150 a 4 braccia
spaziatura massima	sw =	150	mm	
	Asw/sw =	5,36	mm2/mm	
Inclinazione del puntone compresso	cotq =	2,50		1 <= (ac*bw*0,5*fcd/fyd/(Asw/sw))^0.5 <= 2,5
Resistenza al taglio	VRd =	7317	kN	(Asw/sw)*0,9*d*fyd*cotq

Verifica SLE



6.2 PILA ESISTENTE

6.2.1 PULVINO

Sollecitazioni di calcolo

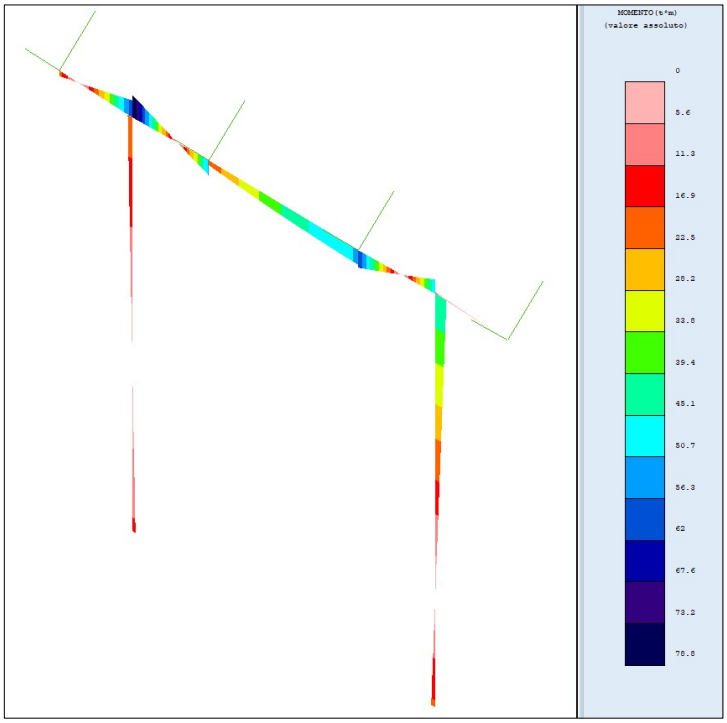


Figura 6-6. Pile - Modello FEM – Inviluppo Momento SLU Pulvino

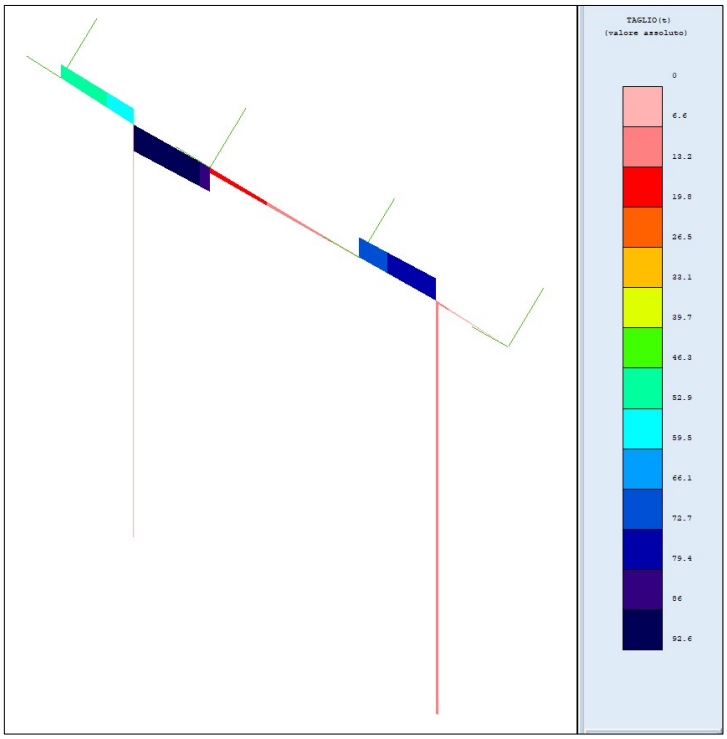


Figura 6-7. Pile - Modello FEM – Inviluppo Taglio SLU Pulvino

Verifiche strutturali

Si considerano le seguenti armature:

- Armatura orizzontale – estradosso: 12Ø30
- Armatura orizzontale – intradosso: 8Ø24
- Armatura a taglio (staffe Ø20/20 4 braccia)

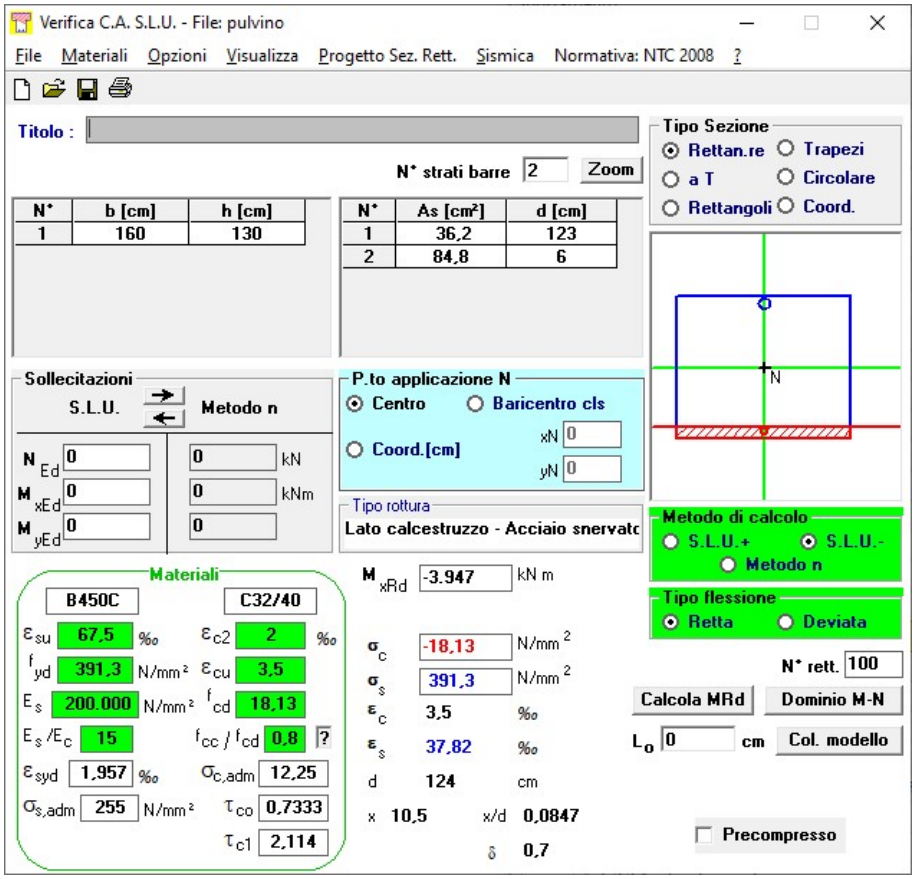
Si riportano di seguito:

- Verifica a flessione della sezione di incastro
- Verifica a taglio della sezione di incastro

Verifica SLU – flessione

Per momento negativo allo SLU si ottiene:

M_{Rd} = 3947 kNm > M_{Ed} = 788 kNm



Verifica SLU – taglio

Coefficiente maggiorativo αc = 1,00
Area staffe Asw = 616 mm2
spaziatura massima sw = 250 mm
Inclinazione del puntone compresso $\cot\theta$ = (αc*bw*0,5*fcd/fyd/(Asw/sw))^0.5 = 2.50
Resistenza al taglio VRd = (Asw/sw)*0,9*d*fyd*cotq = 1757.9 kN > 926 kN

6.2.2 ELEMENTI VERTICALI (FUSTI)

Sollecitazioni di calcolo

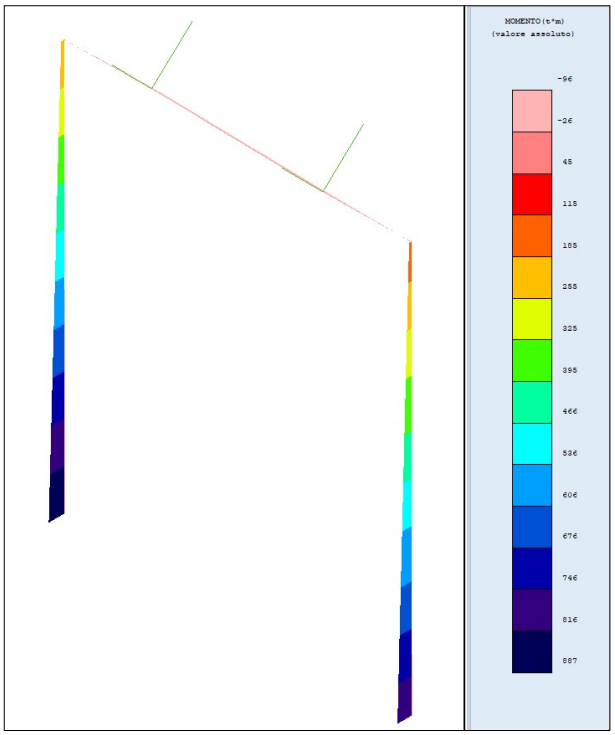


Figura 6-8. Pile - Modello FEM – Inviluppo Momento flettente SLU Fusti

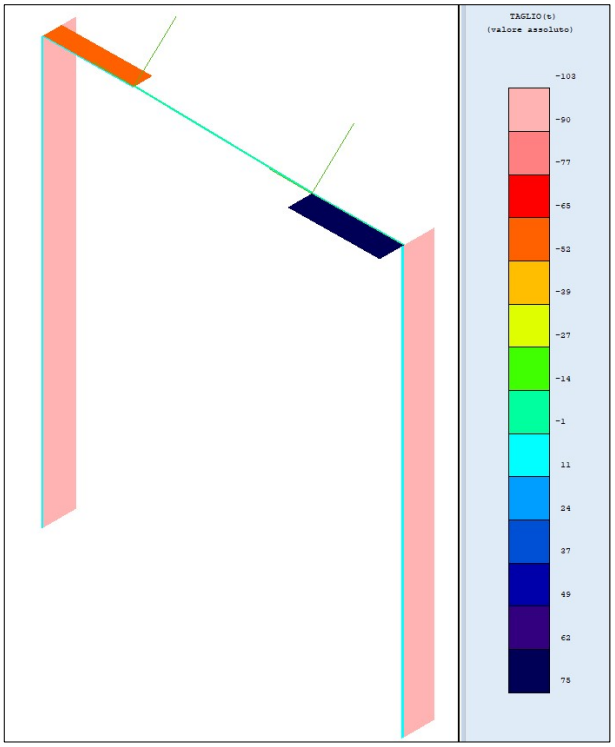


Figura 6-9. Pile - Modello FEM – Inviluppo Taglio SLU Fusti

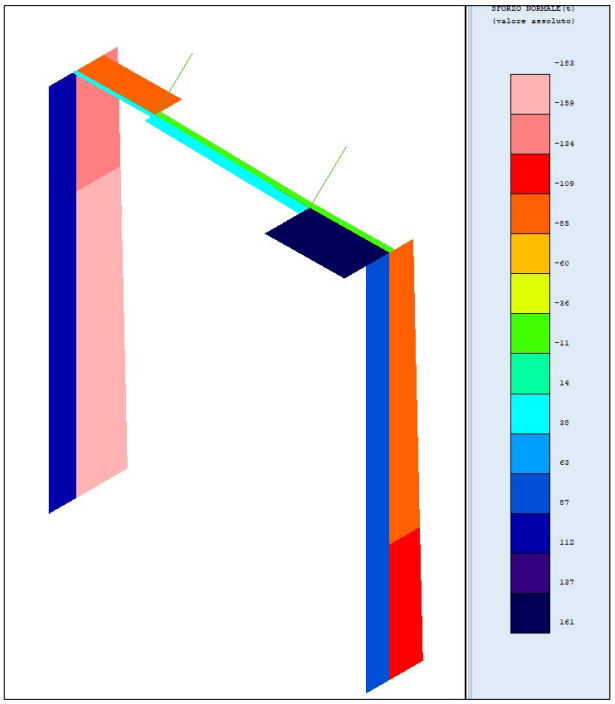


Figura 6-10. Pile - Modello FEM – Inviluppo Azione Assiale SLU Fusti

Verifiche strutturali

Si fa presente che le verifiche sono condotte in riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il rinforzo strutturale applicato alla sezione esistente.

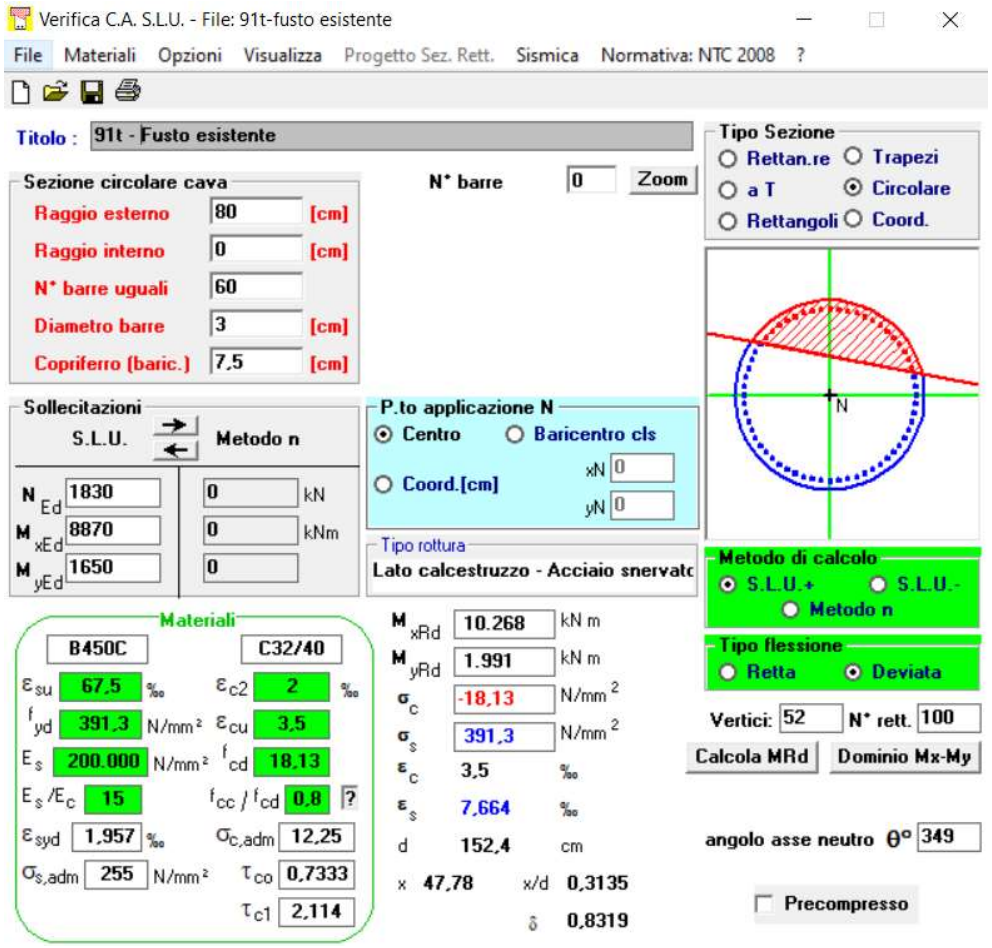
Si considerano le seguenti armature:

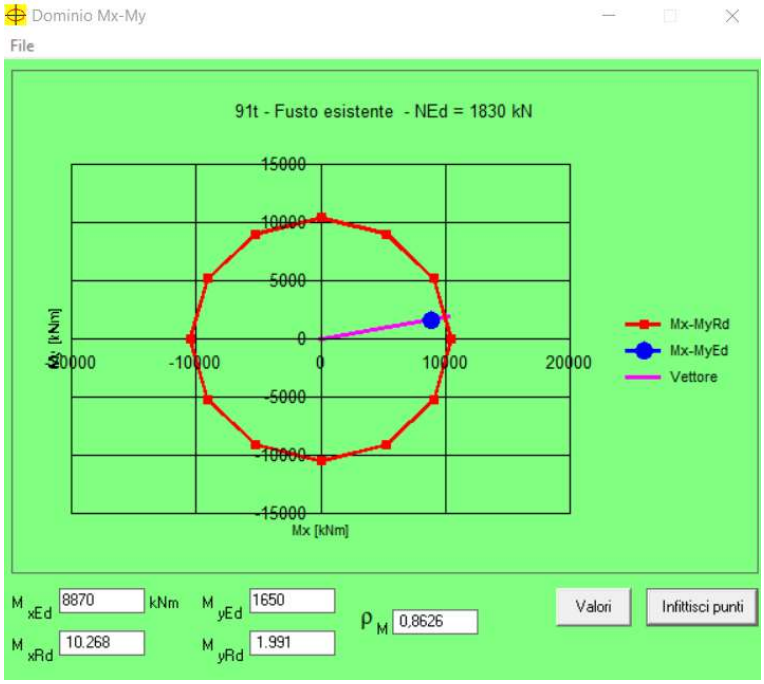
- Armatura verticale – lato esterno: 60Ø30
- Armatura a taglio (staffe Ø16/15)

Si riportano di seguito:

- Verifica a presso-flessione allo SLU
- Verifica a taglio

Verifica SLU – Flessione





Verifica SLU – Taglio

Coefficiente maggiorativo	αc = 1,00 (si trascura l'effetto dello sforzo Normale)
Area staffe	Asw = 201 mm2
spaziatura massima	sw = 150 mm
sin(α) = 2rs/πr	sin(α) = 0.597
distanza dal bordo compresso al baricentro dell'armatura longitudinale tesa	d = 1277 mm
Av=r2[π/2 + α + sin(α)cos(α)]	Av = 1721101 mm2
Base efficace a taglio	bw = 1347 mm
Inclinazione del puntone compresso	cotθ = (αc*bw*0,5*fcd/fyd/(Asw/sw))^0.5 = 2.50
Resistenza al taglio	VRd = (Asw/sw)*0,9*d*fyd*cotq = 1508 kN > 1030 kN

7 ANALISI STRUTTURALE MURI ANDATORI

7.1 PREMESSA

Il presente capitolo riporta le verifiche strutturali e geotecniche condotte sui muri andatori inseriti in prossimità dell'allargamento.

7.2 GEOMETRIA

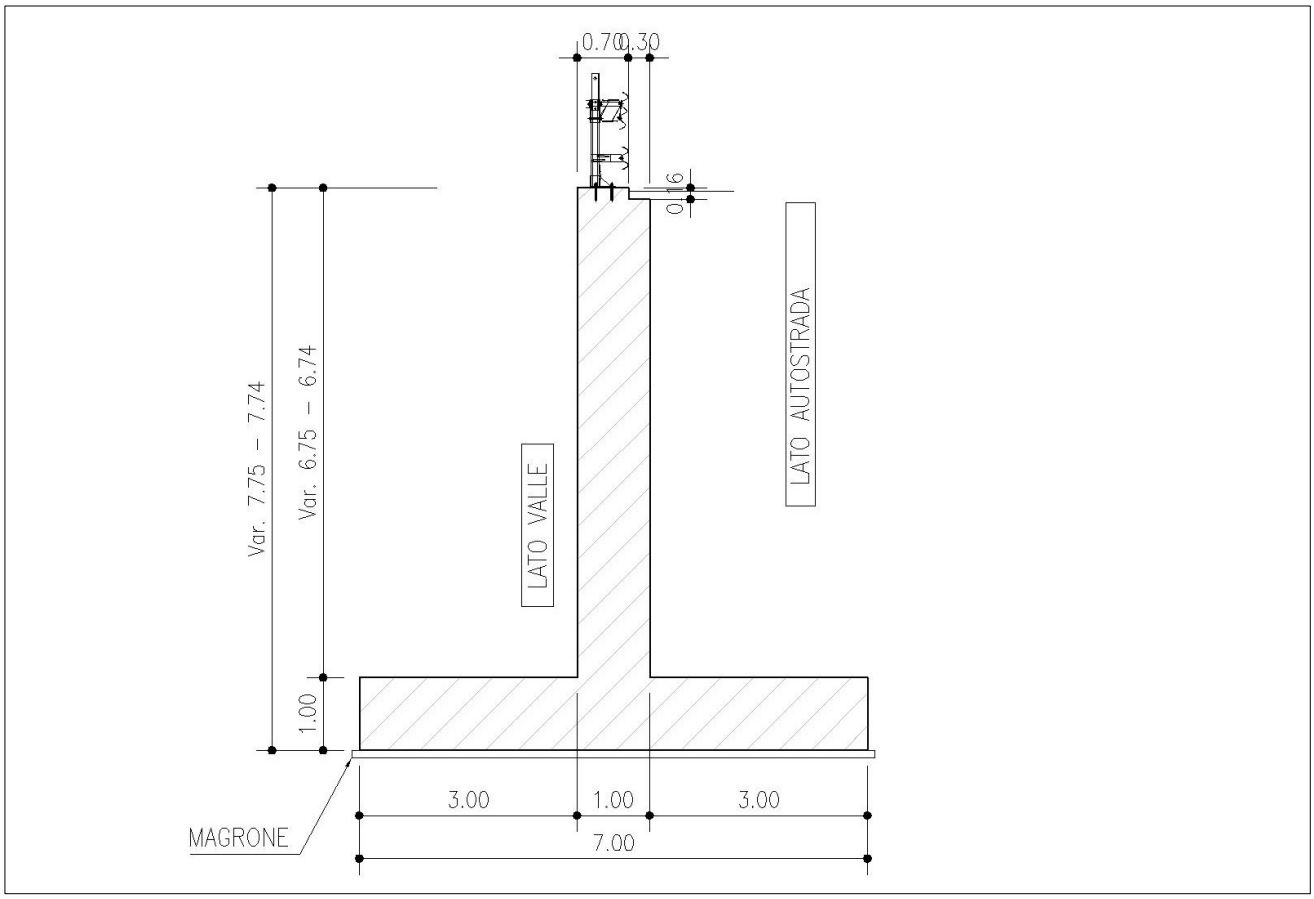


Figura 7-1. Sezione trasversale del muro andatore

L'analisi è condotta per il muro andatore Lato Sud Bologna che presenta il minimo affondamento e la massima altezza del paramento.

7.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi considerati per l'analisi del muro andatore.

- Peso proprio strutturale
- Carichi permanenti non strutturali (terreno di zavorra)
- Spinta delle terre

  Il terreno di rilevato presenta le seguenti caratteristiche: $\gamma = 20 kN/m^3$
  $\varphi' = 35°$

  Si considera un regime di spinta a riposo per le verifiche strutturali e un regime di spinta attiva per le verifiche geotecniche.
- Sovraccarico accidentale: $q = 20 kN/m^2$
- Azione sismica

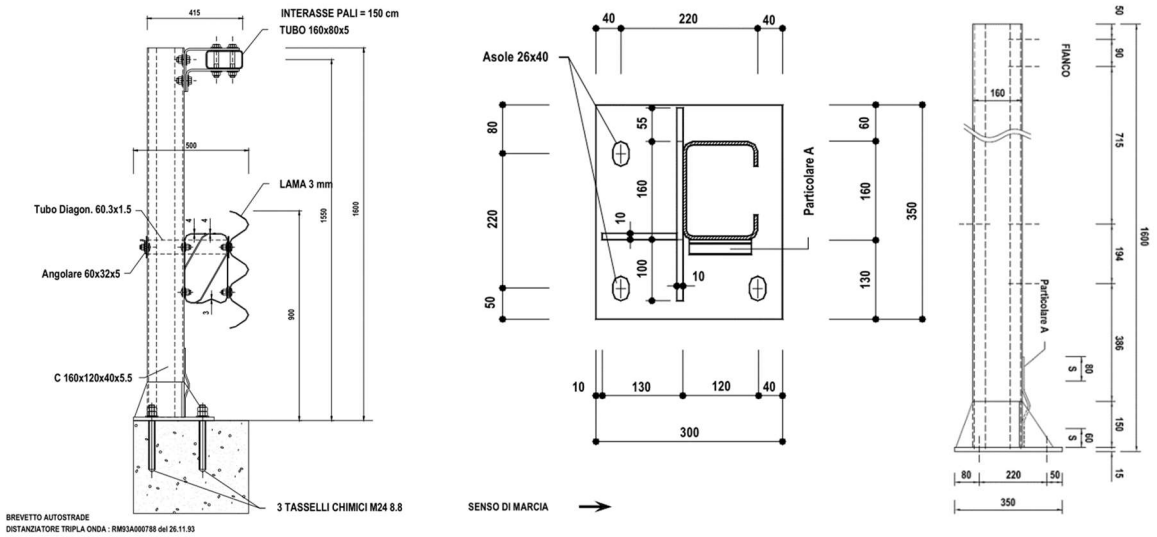
  Si considerano i parametri sismici utilizzati per l'analisi della spalla di cui ai capitoli precedenti. Tuttavia, trattandosi di opera di sostegno su fondazione diretta, si è assunto un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m pari a 0.38 per SLV (vedi cap. cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018).
  La componente dinamica della spinta del terreno, in presenza di un evento sismico, è valutata mediante la formula di Mononobe-Okabe.
- Urto su sicurvia

  Si considera la trattazione ed i parametri riportati al cap.3.2.3.4 del presente elaborato.

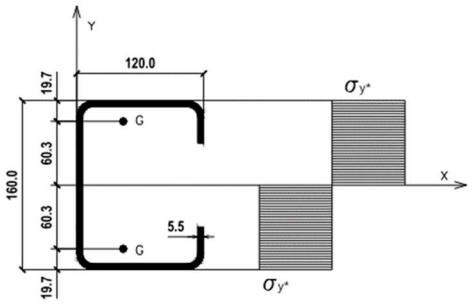
LG03/2020 **Linee Guida per la redazione e la verifica dei progetti di installazione delle barriere integrate Rev. 00– 15.04.2020**
NTC 2018 § 5.1.3.10

Barriera di sicurezza di riferimento: H4BP

L'azione che il singolo montante trasferisce agli ancoraggi ed al cordolo è assunta pari al momento plastico della sezione metallica dello stesso montante in accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1.3.10 delle NTC 2018.

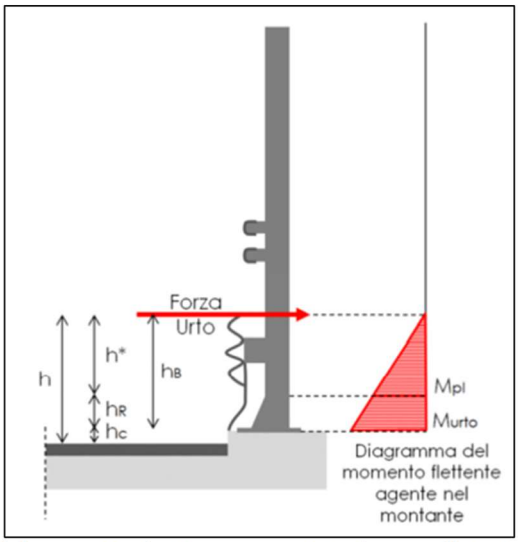


Considerando che il montante della barriera di sicurezza è costituito da un profilo a C realizzato con acciaio S235, si calcola il momento plastico ipotizzando, in via cautelativa, che tutte le fibre del profilo raggiungano la tensione di snervamento f y =235 MPa. In figura è riportato l'andamento limite delle tensioni.



Si ha quindi:

$M_{pl} = A_{sez_mont} \times f_y \times d_g =$	34.01	kNm
$A_{sez_mont} =$	1200	mm^2
$f_y =$	235	MPa
$d_g =$	120.6	mm
$F_{urto} = M_{pl} / h^* =$	54.85	kN
$h = h_C + h_B =$	1000	mm
$h_R =$	330	mm
$h_C =$	50	mm
$h_B = h - h_C =$	950	mm
$h^* = h - h_R - h_C =$	620	mm
$M_{urto} = F_{urto} \times h_B =$	52.11	kNm



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

$\gamma_{urto} =$	1.5	
$H_{sd} =$	82.28	kN
$M_{sd} =$	78.17	kNm

Si fa presente che:

- le combinazioni di calcolo sono desunte dal cap.2.5.3 delle NTC2018;
- a favore di sicurezza, la quota della falda è impostata all'intradosso del plinto di fondazione;
- le verifiche geotecniche (ribaltamento, scorrimento e capacità portante) sono condotte in riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) come indicato al punto 6.5.3.1.1 delle NTC2018, utilizzando i coefficienti di cui alle Tab.6.2.I, 6.2.II e 6.5.I contenute nelle NTC2018.

7.4 ANALISI E VERIFICHE

I tabulati seguenti riportano le analisi e le verifiche strutturali condotte sui muri andatori.

VERIFICHE GEOTECNICHE E DI RESISTENZA STRUTTURALE

I seguenti paragrafi riportano le verifiche delle opere di sostegno su fondazione diretta.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali che compongono il muro di sostegno.

Fondazione/Dente di taglio

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm²]	f_{ck} [N/mm²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	40	B450C	450	XC2	Ordinarie

Paramento

Calcestruzzo	R_{ck} [N/mm²]	f_{ck} [N/mm²]	Copriferro [mm]	Acciaio	f_{yk} [N/mm²]	Classe di esposizione	Condizioni ambientali
C28/35	35	28	35	B450C	450	XF2	Aggressive

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche dei muro di sostegno.

B [m]	$B1_{medio}$ [m] (lato monte)	$B2_{medio}$ [m] (paramento)	B3 [m] (lato valle)	H_{tot} [m]	H1 [m]	H2 [m]
7.00	3.00	1.00	3.00	7.75	1.00	6.75

Hzav [m] (lato monte)	Hzav [m] (lato valle)	B4 [m] (lato monte)	porzione di terreno di rilevato ad andamento costante	Dente di taglio			NO
				H_{dente} [m]	B_{dente} [m]	$H_{zav\ valle}$ [m]	Xg_{dente} [m]
6.75	4.21	0.00		0.00	0.00	0.00	0.00
							(rispetto O)

H_sicurvia [m]	D [m] (capacità portante)	a [m] (capacità portante)	L [m] (capacità portante)	e_L [m] (capacità portante)	θ [°] (capacità portante)	w [°] (capacità portante)	Falda
1.00	1.20	0.00	7.00	0.00	90.00	0.00	SI

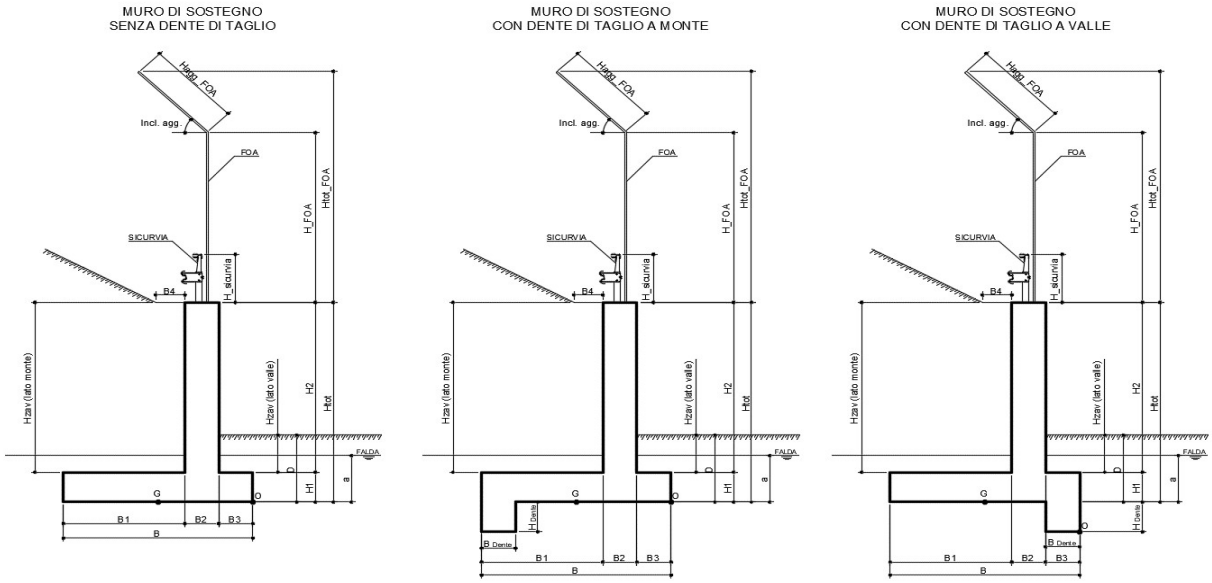


Figura 1 - Caratteristiche geotecniche del muro di sostegno per i diversi casi

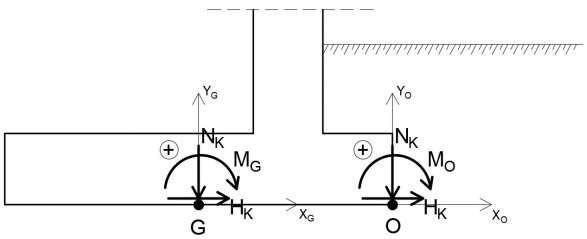


Figura 2 - Convenzione dei segni

ANALISI DEI CARICHI

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	γ [kN/m3]	N_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	25	175.00	-3.50	0.50	-612.50	0.00	0.50	0.00
Paramento c.a.	25	168.75	-3.50	4.38	-590.63	0.00	4.38	0.00
FOA		0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	20	405.00	-5.50	4.38	-2227.50	-2.00	4.38	-810.00
Zavorra lato monte (inclinato)	20	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	20	252.60	-1.50	3.11	-378.90	2.00	3.11	505.20
Dente di fondazione	25	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia		0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale		**1001**			**-3810**			**-305**

(C2a): Spinta delle terre per verifiche geotecniche

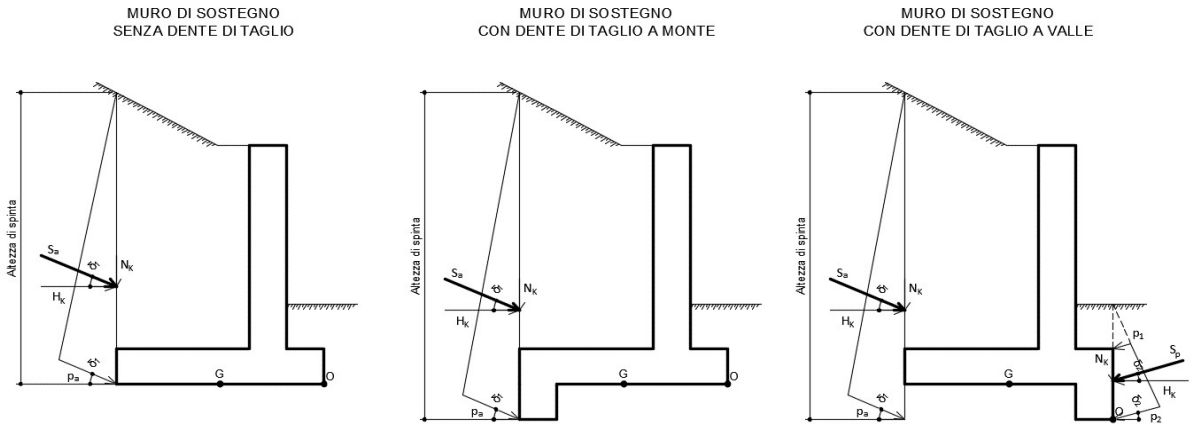


Figura 3 - Spinta attiva delle terre in condizioni statiche per i diversi casi

Ribaltamento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.75

Comb.	k_a	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	146.80	**58.14**	**134.79**	-7.00	2.58	**-58.79**

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00

Comb.	k_p	p1 [kN/mq]	p2 [kN/mq]	S_P [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	146.80	**58.14**	**134.79**	**-58.79**

Scorrimento

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.75

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	**58.14**	**134.79**	-3.50	2.58	**144.71**

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	S1 [kN/mq]	S2 [kN/mq]	S_P [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	**58.14**	**134.79**	**144.71**

Capacità portante

- Componente attiva

H_{SPINTA_ATT} [m]	7.75

Comb.	S_{ta} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	146.80	**58.14**	**134.79**	-3.50	2.58	**144.71**

- Componente passiva

H_{SPINTA_PASS} [m]	0.00

(valutata unicamente per le verifiche a scorrimento)

Comb.	k_p	S1 [kN/mq]	S2 [kN/mq]	S_P [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_k [kN/m]
M1	1.89	0.00	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**

- Totale (componente attiva + passiva)

Comb.	S_t [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_O [kNm/m]
M1	146.80	**58.14**	**134.79**	**144.71**

(C2b): Spinta delle terre per verifiche strutturali

A favore di sicurezza, non si considera la componente verticale nelle verifiche strutturali della soletta di fondazione - Attenzione: è stato posto un coefficiente pari a 0 nel calcolo di Nk

H_{SPINTA} [m]	7.75

Comb.	k_0	S_{t0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	256.12	**0.00**	**256.12**	-3.50	2.58	**661.65**

(C3): Sovraccarico accidentale

q [kN/m^2]	20

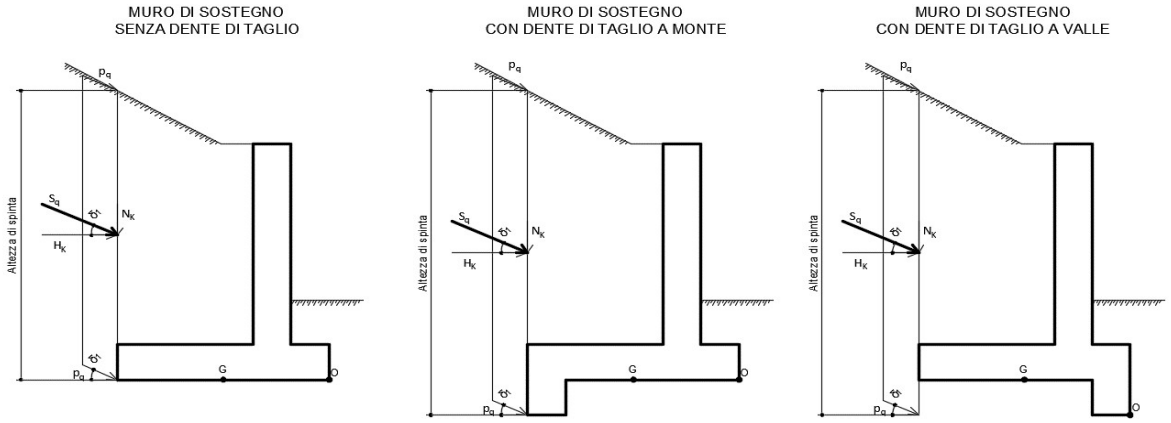


Figura 4 - Spinta dovuta al sovraccarico accidentale per i diversi casi

Componente verticale

N_k [kN/m]	x_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	M_G [kNm/m]
60.00	-5.50	**-330.00**	-2.00	**-120.00**

Ribaltamento

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m]	7.75

Comb.	k_a	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
M1	0.244	37.88	**15.00**	**34.79**	-7.00	3.88	**29.76**

Scorrimento / Capacità portante

- Componente orizzontale per verifiche geotecniche (a)

H_{SPINTA} [m]	7.75

Comb.	S_{qa} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	37.88	**15.00**	**34.79**	-3.50	3.88	**82.28**

Verifiche strutturali

Componente orizzontale per verifiche strutturali (b)

H_{SPINTA} [m]	7.75

Comb.	k_0	S_{q0} [kN/m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
M1	0.426	66.10	**0.00**	**66.10**	-3.50	3.88	**256.12**

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	
82.28	*come da Linee Guida ASPI*

(da piano stradale)

H_{URTO} [m]	
1.00	*come da NTC2018*

n° montanti	$i_{mont.}$ [m]	L_{diff_muro} [m]	L_{concio} [m]	L_{diff} [m]	H_k [kN/m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
3.00	1.50	10.85	7.00	7.00	**35.26**	8.75	**308.55**
n° montanti	**L_{diff_concio} [m]**	**L_{diff_parete} [m]**	**L_{concio} [m]**	**L_{diff} [m]**	**H_k [kN/m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
3.00	1.50	10.85	7.00	7.00	**35.26**	8.75	**308.55**

(C5): Azione del vento

H_{FOA} [m]	$H_{FOA_agg.}$ [m]	Incl. agg. [°]	Verso	H_{VENTO} [m]	p [kN/m^2]
0.00	0.00	0	da strada	0.00	0.00

N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]
0.00	**0.00**	0.00	0.00	**0.00**	-3.50	0.00	**0.00**

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

(dente di taglio: si considera unicamente il contributo verticale)

k_h	0.131

k_v	0.065

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	-11.45	22.90	-3.50	0.50	51.53	0.00	0.50	11.45
Paramento c.a.	-11.04	22.08	-3.50	4.38	135.26	0.00	4.38	96.61
FOA	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	-26.50	53.00	-5.50	4.38	377.62	-2.00	4.38	284.87
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	-16.53	0.00	-1.50	3.11	24.79	2.00	3.11	-33.06
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale	**-66**	**98**			**589**			**360**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	x_O [m]	y_O [m]	M_O [kNm/m]	x_G [m]	y_G [m]	M_G [kNm/m]
Fondazione c.a.	11.45	22.90	-3.50	0.50	-28.63	0.00	0.50	11.45
Paramento c.a.	11.04	22.08	-3.50	4.38	57.97	0.00	4.38	96.61
FOA	0.00	0.00	-3.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Zavorra lato monte (costante)	26.50	53.00	-5.50	4.38	86.12	-2.00	4.38	178.87
Zavorra lato monte (inclinato)	0.00	0.00	-6.00	7.75	0.00	-2.50	7.75	0.00
Zavorra lato valle	16.53	0.00	-1.50	3.11	-24.79	2.00	3.11	33.06
Dente di fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	0.00	0.00
Sicurvia	0.00	0.00	-3.50	8.75	0.00	0.00	8.75	0.00
Totale	**66**	**98**			**91**			**320**

(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

La componente dinamica della spinta delle terre è calcolata in riferimento alla componente statica valutata, a favore di sicurezza, in regime di spinta attiva.

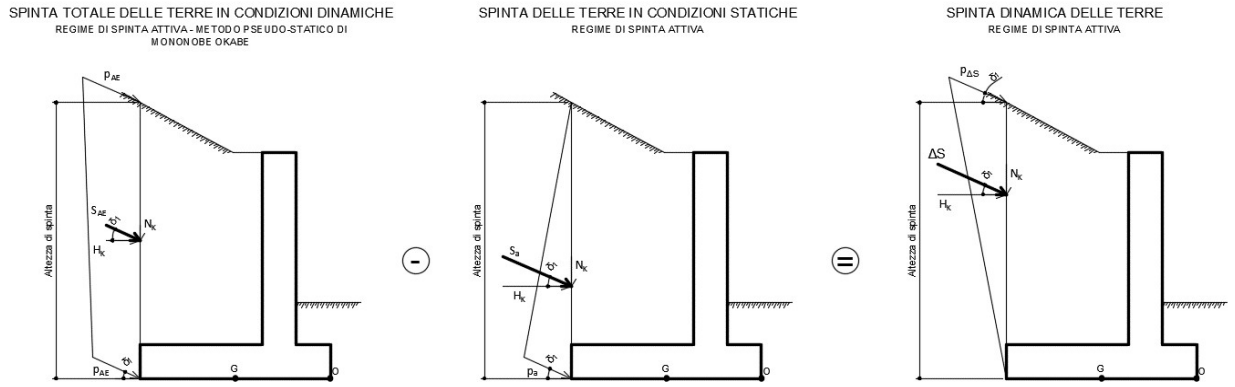


Figura 5 - Spinta attiva delle terre in condizioni dinamiche - Metodo pseudo-statico di Mononobe Okabe

Ribaltamento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.400	216.79	69.99
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_O [m]**	**y_O [m]**	**M_O [kNm/m]**
M1	**27.72**	**64.27**	-7.00	3.88	**54.98**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.366	241.40	94.60
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_O [m]**	**y_O [m]**	**M_O [kNm/m]**
M1	**37.47**	**86.86**	-7.00	3.88	**74.31**

Scorrimento

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**16.36**	**37.93**	-3.50	3.88	**89.71**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**23.55**	**54.59**	-3.50	3.88	**129.12**

Capacità portante

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**16.36**	**37.93**	-3.50	3.88	**89.71**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**23.55**	**54.59**	-3.50	3.88	**129.12**

Verifiche strutturali

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.335	188.10	41.31
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**0.00**	**41.31**	-3.50	3.88	**160.06**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Comb.	k_{a_sism}	S_a [kN/m]	k_{AE}	S_{AE} [kN/m]	ΔS [kN/m]
M1	0.24	146.80	0.322	206.25	59.45
Comb.	**N_k [kN/m]**	**H_k [kN/m]**	**x_G [m]**	**y_G [m]**	**M_G [kNm/m]**
M1	**0.00**	**59.45**	-3.50	3.88	**230.38**

PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Terreno spingente		
Parametro	**M1**	
γ [kN/m^3]	20	peso specifico
ϕ' [°]	35.00	angolo d'attrito interno
ϕ' [rad]	0.61	
δ_{es} [°]	23.33	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=2/3ϕ')
δ_{es} [rad]	0.41	
δ_{sism} [°]	23.33	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=2/3ϕ')
δ_{sism} [rad]	0.41	
β [°]	0.00	angolo che la parete forma con la verticale
β [rad]	0.00	
i [°]	0.00	inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale
i [rad]	0.00	
k_0	**0.426**	
k_{a_es}	**0.244**	condizioni di esercizio
k_{a_sism}	**0.244**	condizioni sismiche

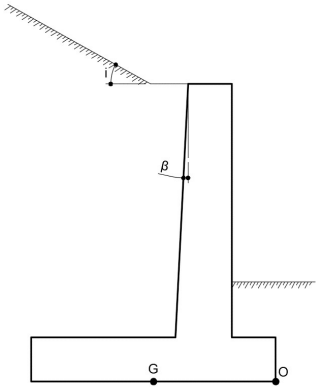


Figura 6 - Inclinazione del terreno e del paramento

Terreno di fondazione		(terreno di riporto con caratteristiche migliorate - sarà da prevedersi la rimozione dello
Parametro	**M1**	strato più superficiale relativo al deposito b_{nN}
γ' [kN/m3]	9	peso specifico sommerso
ϕ' [°]	26.00	angolo d'attrito interno
ϕ' [rad]	0.45	
δ_{es} [°]	13.00	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni di esercizio (=1/2ϕ')
δ_{es} [rad]	0.23	
δ_{sism} [°]	13.00	angolo d'attrito terreno-muro in condizioni sismiche (=1/2ϕ')
δ_{sism} [rad]	0.23	
c' [kN/m^2]	0.00	coesione efficace
c_u [kN/m^2]	50.00	resistenza non drenata
β [°]	0.00	
β [rad]	0.00	
i [°]	0.00	
i [rad]	0.00	
k_{p_es}	3.787	condizioni di esercizio
k_{p_es} (*)	**1.893**	si considera aliquota 50% della resistenza passiva del terreno antistante il muro

COEFFICIENTI SISMICI

Località: Opera 91T

Vita nominale:	VN	50	anni
Classe d'uso:		IV	
	CU	2	
Periodo di riferimento per azione sismica:	VR	100	anni

Parametri sismici:

Stato limite	Pv_R [anni]	T_R [anni]	a_g [g]	T_C* [sec]	F_0
SLV	0.1	949	0.212	0.309	2.439

Categoria di sottosuolo: D
Categoria topografica: T1

Accelerazione massima attesa al sito

Stato limite	T_R [anni]	S_S	S_T	a_{max} [g]	a_g [m/s2]
SLV	949	1.62	1.00	0.344	3.378

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	STR/GEO	RIB
β	0.38	0.57

β incrementato del 50% per verifica a ribaltamento (NTC2018 7.11.6.2.1)

Coefficiente sismico orizzontale	**k_h**	**0.131**	**0.196**
Coefficiente sismico verticale	**k_v**	**0.065**	**0.098**

Calcolo coefficiente sismico con teoria Mononobe-Okabe:

Sisma diretto verso l'alto: - kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.97	0.14	12.28	0.21
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
ϕ'_d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \le (\phi'_d - \theta)$	k_{AE} - M1	0.335		0.400
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	k_{AE} - M1	0.94		1.071
	k_{AE} - M1	**0.335**		**0.400**

Sisma diretto verso il basso: + kv

	[°]	[rad]	[°]	[rad]
θ	7.00	0.12	10.13	0.18
δ_{sism_M1}	23.33	0.41	23.33	0.41
β	0.00	0.00	0.00	0.00
ψ	90.00	1.57	90.00	1.57
ϕ'_d - M1	35.00	0.61	35.00	0.61

$\beta \le (\phi'_d - \theta)$	k_{AE} - M1	0.32		0.366
$\beta > (\phi'_d - \theta)$	k_{AE} - M1	0.91		1.002
	k_{AE} - M1	**0.322**		**0.366**

ANALISI STRUTTURALE DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel punto G

	C1			C2b			C3 - componente verticale		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	1001	0	-305	0	256	662	60	0	-120
	C3 - componente orizzontale (b)			C4			C5		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	0	66	256	0	35	309	0	0	0
	CS1 (-kV)			CS1 (+kV)			CS2 (-kV)		
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
A1+M1+R3	-66	98	360	66	98	320	0	41	160
	CS2 (+kV)								
	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]						
A1+M1+R3	0	59	230						

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel punto G

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
C3 - oriz. (b)	1.50	1.50	1.13	1.13	0.00	0.00	0.20	0.20	1.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1	SLE-1
N_{Ed} [kN/m]	1001	1392	1001	1369	936	1067	1001	1013	1001
M_{Ed} [kNm/m]	940	668	843	617	877	907	717	693	613
V_{Ed} [kN/m]	432	432	407	407	395	414	305	305	322

Carico	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2b	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3 - vert.	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
C3 - oriz. (b)	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.20	0.20	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Azioni di calcolo

Comb.	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	1061	1001	1046	1001	1046	1001	1013	1001	1013
M_{Ed} [kNm/m]	493	549	459	549	459	408	384	408	384
V_{Ed} [kN/m]	322	306	306	306	306	269	269	269	269

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
N_{Ed} [kN/m]	1001	1392	1001	1369	936	1067	1001	1013
M_{Ed} [kNm/m]	940	668	843	617	877	907	717	693

B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	0.94	0.48	0.84	0.45	0.94	0.85	0.72	0.68
	e≤(B/6)	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*
σ_N [kN/m^2]	143.05	198.82	143.05	195.61	133.69	152.41	143.05	144.76
σ_M [kN/m^2]	115.04	81.81	103.28	75.56	107.36	111.09	87.75	84.81
σ_A [kN/m^2]	258.09	280.63	246.33	271.16	241.05	263.50	230.80	229.57
σ_B [kN/m^2]	28.01	117.02	39.77	120.05	26.33	41.32	55.30	59.95
u [m]	2.56	3.02	2.66	3.05	2.56	2.65	2.78	2.82
σ_A* [kN/m^2]	258.09	280.63	246.33	271.16	241.05	263.50	230.80	229.57
σ_B* [kN/m^2]	28.01	117.02	39.77	120.05	26.33	41.32	55.30	59.95
N_{Rd} [kN/m]	2483.44	2465.19	2485.33	2469.62	2439.95	2438.66	2482.04	2484.48

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq
N_{Ed} [kN/m]	1001	1061	1001	1046	1001	1046	1001	1013
M_{Ed} [kNm/m]	613	493	549	459	549	459	408	384

B/6 [m]	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
e [m]	0.61	0.46	0.55	0.44	0.55	0.44	0.41	0.38
	e≤(B/6)	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*	*e≤(B/6)*
σ_N [kN/m^2]	143.05	151.62	143.05	149.48	143.05	149.48	143.05	144.76
σ_M [kN/m^2]	75.06	60.36	67.22	56.20	67.22	56.20	49.97	47.03
σ_A [kN/m^2]	218.11	211.98	210.27	205.67	210.27	205.67	193.02	191.79
σ_B [kN/m^2]	67.99	91.26	75.83	93.28	75.83	93.28	93.08	97.74
u [m]	2.89	3.04	2.95	3.06	2.95	3.06	3.09	3.12
σ_A* [kN/m^2]	218.11	211.98	210.27	205.67	210.27	205.67	193.02	191.79
σ_B* [kN/m^2]	67.99	91.26	75.83	93.28	75.83	93.28	93.08	97.74

	SLE-1-qp	SLE-2-qp
N_{Ed} [kN/m]	1001	1013
M_{Ed} [kNm/m]	408	384

B/6 [m]	1.17	1.17
e [m]	0.41	0.38
	e≤(B/6)	*e≤(B/6)*
σ_N [kN/m^2]	143.05	144.76
σ_M [kN/m^2]	49.97	47.03
σ_A [kN/m^2]	193.02	191.79
σ_B [kN/m^2]	93.08	97.74
u [m]	3.09	3.12
σ_A* [kN/m^2]	193.02	191.79
σ_B* [kN/m^2]	93.08	97.74

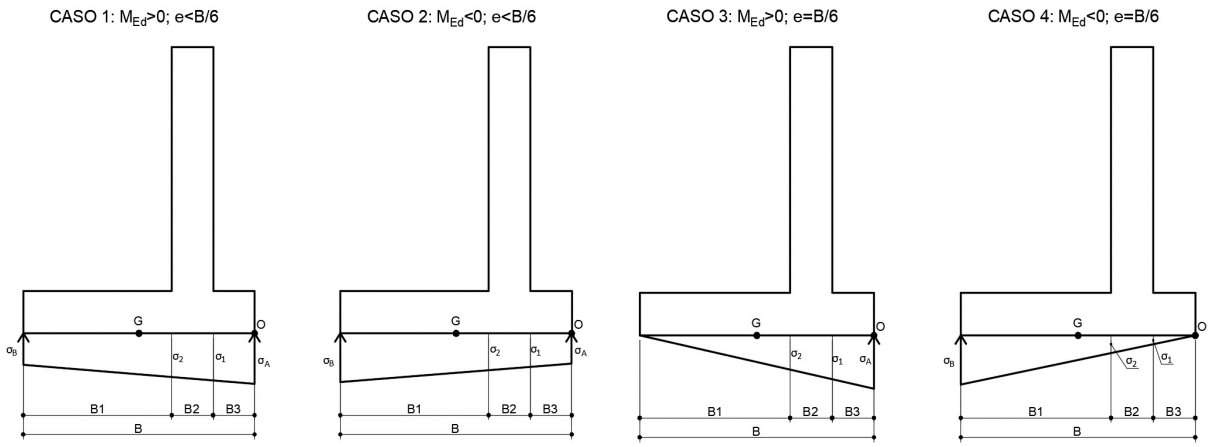


Figura 8 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

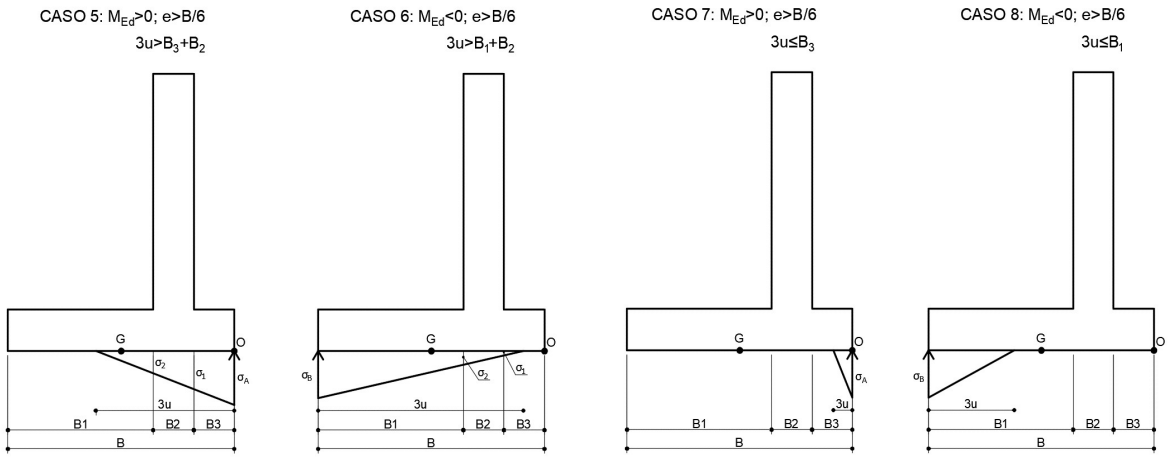


Figura 9 - Distribuzione delle tensioni di contatto del terreno per i diversi casi

ANALISI LOCALE DEI CARICHI IN FONDAZIONE (AVANZATTERA E RETROZZATTERA)

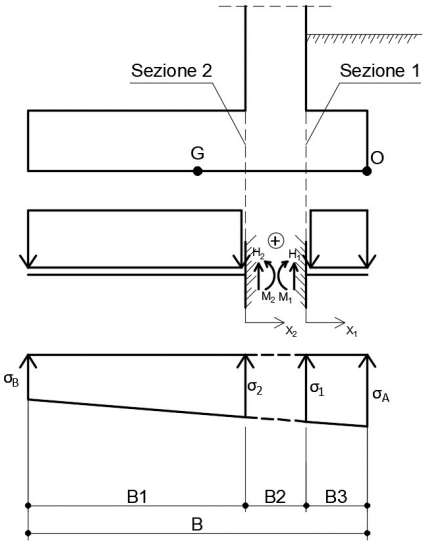


Figura 10 - Schemi statici di calcolo - Fondazione

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	75	75	-1.50	-1.50	-113	-113
Zavorra lato monte (costante)	0	405	0.00	-1.50	0	-608
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.00	0	0
Zavorra lato valle	253	0	-1.50	0.00	-379	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	**328**	**480**			**-491**	**-720**

(C3): Sovraccarico accidentale

Descrizione	N_2 [kN/m]	x_2 [m]	M_2 [kNm/m]
Componente verticale	**60.00**	-1.50	**-90.00**

(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non	k_h	0.131	k_v	0.065

Sisma diretto verso l'alto: - kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	-5	-5	-1.50	-1.50	7	7
Zavorra lato monte (costante)	0	-26	0.00	-1.50	0	40
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.00	0	0
Zavorra lato valle	-17	0	-1.50	0.00	25	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	**-21**	**-31**			**32**	**47**

Sisma diretto verso il basso: + kv

Descrizione	N_1 [kN/m]	N_2 [kN/m]	x_1 [m]	x_2 [m]	M_1 [kNm/m]	M_2 [kNm/m]
Fondazione c.a.	5	5	-1.50	-1.50	-7	-7
Zavorra lato monte (costante)	0	26	0.00	-1.50	0	-40
Zavorra lato monte (inclinato)	0	0	0.00	-2.00	0	0
Zavorra lato valle	17	0	-1.50	0.00	-25	0
Dente di fondazione	0	0	0.00	0.00	0	0
Totale	**21**	**31**			**-32**	**-47**

(C7): Reazioni terreno

	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
σ_1 [kN/m^2]	159.48	210.51	157.80	206.40	149.03	168.28	155.59	156.88
σ_2 [kN/m^2]	126.62	187.14	128.30	184.81	118.35	136.54	130.51	132.65
H_1 [kN/m]	**626**	**737**	**606**	**716**	**585**	**648**	**580**	**580**
M_1 [kNm/m]	**1014**	**1158**	**976**	**1123**	**947**	**1043**	**926**	**924**
H_2 [kN/m]	**232**	**456**	**252**	**457**	**217**	**267**	**279**	**289**
M_2 [kNm/m]	**274**	**632**	**312**	**637**	**257**	**329**	**362**	**379**

	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
σ_1 [kN/m^2]	153.77	160.24	152.65	157.51	152.65	157.51	150.19	151.48	150.19	151.48
σ_2 [kN/m^2]	132.33	143.00	133.45	141.45	133.45	141.45	135.91	138.05	135.91	138.05
H_1 [kN/m]	**558**	**558**	**544**	**545**	**544**	**545**	**515**	**515**	**515**	**515**
M_1 [kNm/m]	**885**	**876**	**860**	**853**	**860**	**853**	**804**	**803**	**804**	**803**
H_2 [kN/m]	**300**	**351**	**314**	**352**	**314**	**352**	**343**	**354**	**343**	**354**
M_2 [kNm/m]	**402**	**488**	**428**	**492**	**428**	**492**	**483**	**500**	**483**	**500**

Calcolo delle sollecitazioni di progetto in fondazione (avanzattera e retrozatera)

Carico	SLU-1-A1	SLU-2-A1	SLU-3-A1	SLU-4-A1	SISM-1-A1	SISM-2-A1	ECC-1-A1	ECC-2-A1
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.50	0.00	1.13	0.00	0.00	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H_{Ed_1} [kN/m]	**299**	**311**	**279**	**290**	**279**	**299**	**252**	**252**
M_{Ed_1} [kNm/m]	**522**	**519**	**484**	**484**	**487**	**519**	**434**	**433**

H_{Ed_2} [kN/m]	**-248**	**-258**	**-228**	**-234**	**-232**	**-245**	**-201**	**-203**
M_{Ed_2} [kNm/m]	**-446**	**-439**	**-408**	**-400**	**-416**	**-438**	**-358**	**-359**

Carico	SLE-1	SLE-2	SLE-3	SLE-4	SLE-1-freq	SLE-2-freq	SLE-3-freq	SLE-4-freq	SLE-1-qp	SLE-2-qp
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	0.00	1.00	0.00	0.75	0.00	0.75	0.00	0.20	0.00	0.20
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

H_{Ed_1} [kN/m]	**230**	**231**	**217**	**217**	**217**	**217**	**187**	**187**	**187**	**187**
M_{Ed_1} [kNm/m]	**394**	**385**	**368**	**362**	**368**	**362**	**313**	**311**	**313**	**311**

H_{Ed_2} [kN/m]	**-180**	**-189**	**-166**	**-173**	**-166**	**-173**	**-137**	**-138**	**-137**	**-138**
M_{Ed_2} [kNm/m]	**-318**	**-322**	**-292**	**-295**	**-292**	**-295**	**-237**	**-238**	**-237**	**-238**

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - FONDAZIONE

Sezione 1 - lato valle (AVANZATTERA)
Sezione 2 - lato strada (RETROZATTERA)
Momenti positivi tendono fibre inferiori

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.1	**MAX H_{Ed}**	311	231	217	187
	MIN H_{Ed}	252	217	187	187
	MAX M_{Ed}	522	394	368	313
	MIN M_{Ed}	433	362	311	311

		SLU/SLV	SLE-RARA	SLE-FREQ	SLE-QP
SEZ.2	**MAX H_{Ed}**	-201	-166	-137	-137
	MIN H_{Ed}	-258	-189	-173	-138
	MAX M_{Ed}	-358	-292	-237	-237
	MIN M_{Ed}	-446	-322	-295	-238

Avanzattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ.1)

ARMATURA PRINCIPALE

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C28/35	R_{ck} =	35	N/mm²	f_{ck} =	28	N/mm²
γ_c =	1.5	α_{cc} =	0.85		f_{cd} =	15.87	N/mm²
		E_c =	32308	N/mm²	f_{ctm} =	2.77	N/mm²
Acciaio	B450C	E_s =	200000	N/mm²	f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	ε'_{se}	1.96		f_{yd} =	391.30	N/mm²

Caratteristiche geometriche della sezione

B = 1000 mm base
H = 1000 mm altezza
c = 40 mm coprifer.
N_{Ed} positivo di compressione
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione
y distanza dell'armatura dal lembo superiore

n.	ø(mm)	A_s (mm²)	y (mm)
5	20	1571	66
Superiore		-	
10	20	3142	934
Inferiore		-	
	Σ	4712	mm²

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Flessione

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	522.11	310.82	1080.12	**2.07**

Taglio

ϕ_{staffe} = 12 mm α = 90 ° inclinazione staffa
n_b = 2.5 n° braccia s = 400 mm passo

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	346.22	-	-	346.22	**1.11**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio

Momento di fessurazione della sezione Mcr= 599.1 kNm

Comb. Rara $\sigma_{c,max}$ = 16.80 N/mm²
$\sigma_{s,max}$ = 360.00 N/mm²
Comb. Quasi Permanente $\sigma_{c,max}$ = 12.60 N/mm²

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	393.58	**1.82**	**28.58**	**I**
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	312.94	**1.44**	**22.73**	**I**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condottta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.

Condizioni ambientali Ordinarie Armatura Poco sensibile

Comb. Frequente w_{lim} = 0.4 mm Spaziatura barre: Sadottata= 200 mm
σ_s = 240 N/mm² Smax= 300 mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	368.38	**1.70**	**26.75**	**I**

Comb. Quasi permanente w_{lim} = 0.3 mm Spaziatura barre: Sadottata= 200 mm
σ_s = 222 N/mm² Smax= 300 mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	312.94	**1.44**	**22.73**	**I**

Retrozattera di fondazione - Sezione incastro con paramento (SEZ. 2)

ARMATURA PRINCIPALE

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C28/35	R_{ck} =	35	N/mm²	f_{ck} =	28	N/mm²
γ_c =	1.5	α_{cc} =	0.85		f_{cd} =	15.87	N/mm²
		E_c =	32308	N/mm²	f_{ctm} =	2.77	N/mm²
Acciaio	B450C	E_s =	200000	N/mm²	f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	ε'_{se}	1.96		f_{yd} =	391.30	N/mm²

Caratteristiche geometriche della sezione

B = 1000 mm base
H = 1000 mm altezza
c = 40 mm coprifer.
N_{Ed} positivo di compressione
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione
y distanza dell'armatura dal lembo superiore

n.	ø(mm)	A_s (mm²)	y (mm)
5	20	1571	66
Superiore		-	
10	20	3142	934
Inferiore		-	
	Σ	4712	mm²

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Flessione

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	0.00	446.06	257.77	565.40	**1.27**

Taglio

ϕ_{staffe} = 12 mm
n_b = 2.5 n° braccia
α = 90 ° inclinazione staffa
s = 400 mm passo

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	346.22	-	-	346.22	**1.34**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio

Momento di fessurazione della sezione Mcr= 695.5 kNm

Comb. Rara $\sigma_{c,max}$ = 16.80 N/mm²
$\sigma_{s,max}$ = 360.00 N/mm²
Comb. Quasi Permanente $\sigma_{c,max}$ = 12.60 N/mm²

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	0.00	321.73	**1.28**	**19.31**	**I**
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	237.72	**0.95**	**14.27**	**I**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condottta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.

Condizioni ambientali Ordinarie Armatura poco sensibile

Comb. Frequente w_{lim} = 0.4 mm
σ_s = 240 N/mm²
Spaziatura barre
Sadottata= 200 mm
Smax= 300 mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	0.00	172.90	**0.69**	**10.38**	**I**

Comb. Quasi permanente w_{lim} = 0.3 mm
σ_s = 222.2222222 N/mm²
Spaziatura barre
Sadottata= 200 mm
Smax= 300 mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	0.00	237.72	**0.95**	**14.27**	**I**

ANALISI STRUTTURALE DEL PARAMENTO

Calcolo delle sollecitazioni caratteristiche nel paramento

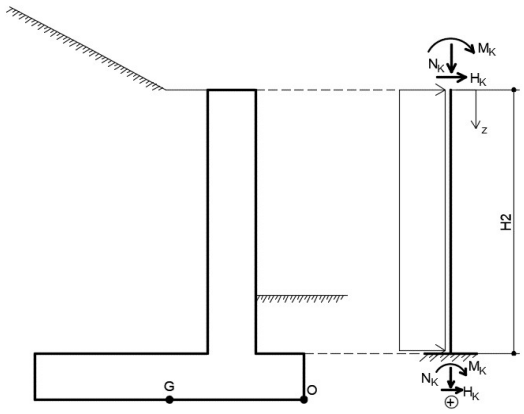


Figura 11 - Schema statico di calcolo - Paramento

(C1): Pesi propri - strutturali e non

Peso proprio sicurvia [kN/m]	0.00
Peso proprio barriera [kN/m]	0.00

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.675	16.88	0.00	0.00
1.35	33.75	0.00	0.00
2.025	50.63	0.00	0.00
2.7	67.50	0.00	0.00
3.375	84.38	0.00	0.00
4.05	101.25	0.00	0.00
4.725	118.13	0.00	0.00
5.4	135.00	0.00	0.00
6.075	151.88	0.00	0.00
6.75	168.75	0.00	0.00

(C2): Spinta delle terre

S_t(h=H) [kN/m]	194.29	δ_{es} [°]	0.00
H_{spinta} [m]	6.75		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	1.94	0.44
1.35	0.00	7.77	3.50
2.03	0.00	17.49	11.80
2.70	0.00	31.09	27.98
3.38	0.00	48.57	54.64
4.05	0.00	69.94	94.42
4.73	0.00	95.20	149.94
5.40	0.00	124.35	223.82
6.08	0.00	157.37	318.68
6.75	0.00	194.29	437.15

(C3): Sovraccarico spingente - in condizioni a riposo

q [kN/m^2]	20	S_q(h=H) [kN/m]	57.57

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	5.76	1.94
1.35	0.00	11.51	7.77
2.03	0.00	17.27	17.49
2.70	0.00	23.03	31.09
3.38	0.00	28.78	48.57
4.05	0.00	34.54	69.94
4.73	0.00	40.30	95.20
5.40	0.00	46.05	124.35
6.08	0.00	51.81	157.37
6.75	0.00	57.57	194.29

(C4): Urto veicolo in svio

H_k [kN]	82.28	H_{URTO} [m]	1.00

(da piano stradale)

h [m]	L_{diff} [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	6.00	0.00	13.71	22.97
1.35	6.00	0.00	13.71	32.23
2.03	6.00	0.00	13.71	41.48
2.70	6.00	0.00	13.71	50.74
3.38	6.00	0.00	13.71	60.00
4.05	6.00	0.00	13.71	69.25
4.73	6.00	0.00	13.71	78.51
5.40	6.00	0.00	13.71	87.77
6.08	6.00	0.00	13.71	97.02
6.75	6.00	0.00	13.71	106.28

(C5): Azione del vento

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	0.00	0.00
1.35	0.00	0.00	0.00
2.03	0.00	0.00	0.00
2.70	0.00	0.00	0.00
3.38	0.00	0.00	0.00
4.05	0.00	0.00	0.00
4.73	0.00	0.00	0.00
5.40	0.00	0.00	0.00
6.08	0.00	0.00	0.00
6.75	0.00	0.00	0.00

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_h	0.131	k_v	0.065

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	-1.10	7.51	2.53
1.35	-2.21	15.02	10.14
2.03	-3.31	22.52	22.81
2.70	-4.42	30.03	40.54
3.38	-5.52	37.54	63.35
4.05	-6.62	45.05	91.22
4.73	-7.73	52.56	124.17
5.40	-8.83	60.07	162.18
6.08	-9.94	67.57	205.25
6.75	-11.04	75.08	253.40

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_h	0.131	k_v	0.065

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	1.10	7.51	2.53
1.35	2.21	15.02	10.14
2.03	3.31	22.52	22.81
2.70	4.42	30.03	40.54
3.38	5.52	37.54	63.35
4.05	6.62	45.05	91.22
4.73	7.73	52.56	124.17
5.40	8.83	60.07	162.18
6.08	9.94	67.57	205.25
6.75	11.04	75.08	253.40

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

Sisma diretto verso l'alto: - kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.335		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	0.31	0.11
1.35	0.00	1.25	0.85
2.03	0.00	2.82	2.86
2.70	0.00	5.01	6.77
3.38	0.00	7.83	13.22
4.05	0.00	11.28	22.84
4.73	0.00	15.35	36.27
5.40	0.00	20.05	54.15
6.08	0.00	25.38	77.09
6.75	0.00	31.33	105.75

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

Sisma diretto verso il basso: + kv

k_{a_sism}	0.244	δ_{sism} [°]	0.00
k_{AE}	0.322		

h [m]	N_k [kN/m]	H_k [kN/m]	M_k [kNm/m]
0.68	0.00	0.45	0.15
1.35	0.00	1.80	1.22
2.03	0.00	4.06	4.11
2.70	0.00	7.22	9.74
3.38	0.00	11.28	19.03
4.05	0.00	16.24	32.88
4.73	0.00	22.10	52.21
5.40	0.00	28.86	77.93
6.08	0.00	36.53	110.96
6.75	0.00	45.10	152.21

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nel paramento

Carico	SLU-1	SLU-2	SLU-3	SLU-4	ECC	SISM-1	SISM-2
C1	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00	1.00	1.00
C2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00
C3	1.50	1.50	1.13	1.13	0.20	0.00	0.00
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
C5	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Carico	SLE-RARA 1	SLE-RARA 2	SLE-FREQ 1	SLE-FREQ 2	SLE-QP
C1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C3	1.00	0.75	0.75	0.20	0.20
C4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
C5	0.60	1.00	0.00	0.20	0.00
CS1 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS1 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (-kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CS2 (+kV)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

(C1): Pesi propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche struttu
(C3): Sovraccarico accidentale
(C4): Urto veicolo in svio
(C5): Azione del vento
(CS1): Forze inerzia legate a carichi struttur
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

	SLU-1			SLU-2			SLU-3		
h [m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.68	16.88	11.16	3.48	21.94	11.16	3.48	16.88	9.00	2.75
1.35	33.75	27.37	16.20	43.88	27.37	16.20	33.75	23.06	13.29
2.03	50.63	48.64	41.57	65.81	48.64	41.57	50.63	42.16	35.02
2.70	67.50	74.95	83.00	87.75	74.95	83.00	67.50	66.32	71.34
3.38	84.38	106.32	143.90	109.69	106.32	143.90	84.38	95.53	125.68
4.05	101.25	142.74	227.67	131.63	142.74	227.67	101.25	129.79	201.44
4.73	118.13	184.21	337.73	153.56	184.21	337.73	118.13	169.10	302.03
5.40	135.00	230.73	477.49	175.50	230.73	477.49	135.00	213.46	430.86
6.08	151.88	282.30	650.35	197.44	282.30	650.35	151.88	262.87	591.33
6.75	168.75	338.93	859.73	219.38	338.93	859.73	168.75	317.34	786.87

	SLU-4			ECC			SISM-1		
h [m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.68	21.94	9.00	2.75	16.88	16.81	23.80	15.77	9.76	3.08
1.35	43.88	23.06	13.29	33.75	23.79	37.28	31.54	24.04	14.48
2.03	65.81	42.16	35.02	50.63	34.65	56.78	47.31	42.83	37.46
2.70	87.75	66.32	71.34	67.50	49.40	84.93	63.08	66.13	75.29
3.38	109.69	95.53	125.68	84.38	68.04	124.35	78.85	93.95	131.21
4.05	131.63	129.79	201.44	101.25	90.57	177.67	94.63	126.27	208.49
4.73	153.56	169.10	302.03	118.13	116.97	247.49	110.40	163.11	310.38
5.40	175.50	213.46	430.86	135.00	147.27	336.46	126.17	204.46	440.14
6.08	197.44	262.87	591.33	151.88	181.45	447.18	141.94	250.33	601.03
6.75	219.38	317.34	786.87	168.75	219.52	582.29	157.71	300.71	796.30
	SISM-2			SLE-RARA 1			SLE-RARA 2		
h [m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.68	17.98	9.90	3.12	16.88	7.70	2.38	16.88	6.26	1.89
1.35	35.96	24.59	14.85	33.75	19.29	11.27	33.75	16.41	9.33
2.03	53.94	44.07	38.72	50.63	34.76	29.29	50.63	30.44	24.92
2.70	71.92	68.34	78.26	67.50	54.11	59.06	67.50	48.36	51.29
3.38	89.90	97.39	137.02	84.38	77.36	103.22	84.38	70.16	91.07
4.05	107.87	131.23	218.53	101.25	104.48	164.37	101.25	95.85	146.88
4.73	125.85	169.86	326.32	118.13	135.50	245.14	118.13	125.42	221.34
5.40	143.83	213.27	463.93	135.00	170.40	348.17	135.00	158.89	317.08
6.08	161.81	261.48	634.90	151.88	209.18	476.06	151.88	196.23	436.71
6.75	179.79	314.47	842.76	168.75	251.86	631.44	168.75	237.46	582.87
	SLE-FREQ 1			SLE-FREQ 2			SLE-QP		
h [m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
0.68	16.88	6.26	1.89	16.88	3.09	0.83	16.88	3.09	0.83
1.35	33.75	16.41	9.33	33.75	10.07	5.05	33.75	10.07	5.05
2.03	50.63	30.44	24.92	50.63	20.94	15.30	50.63	20.94	15.30
2.70	67.50	48.36	51.29	67.50	35.69	34.19	67.50	35.69	34.19
3.38	84.38	70.16	91.07	84.38	54.33	64.36	84.38	54.33	64.36
4.05	101.25	95.85	146.88	101.25	76.85	108.41	101.25	76.85	108.41
4.73	118.13	125.42	221.34	118.13	103.26	168.98	118.13	103.26	168.98
5.40	135.00	158.89	317.08	135.00	133.56	248.69	135.00	133.56	248.69
6.08	151.88	196.23	436.71	151.88	167.74	350.16	151.88	167.74	350.16
6.75	168.75	237.46	582.87	168.75	205.80	476.01	168.75	205.80	476.01

Calcolo delle sollecitazioni di progetto nella sezione di verifica

z = 6.75m	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
C1	169	0	0
C2	0	194	437
C3	0	58	194
C4	0	14	106
C5	0	0	0
CS1 (-kV)	-11	75	253
CS1 (+kV)	11	75	253
CS2 (-kV)	0	31	106
CS2 (+kV)	0	45	152

(C1): Pesi propri - strutturali e non
(C2): Spinta delle terre per verifiche strutturali
(C3): Sovraccarico accidentale
(C4): Urto veicolo in svio
(C5): Azione del vento
(CS1): Forze inerzia legate a carichi strutturali e non
(CS2): Spinta (dinamica) delle terre

z = 6.75m	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
SLU-1	169	339	860
SLU-2	219	339	860
SLU-3	169	317	787
SLU-4	219	317	787
ECC	169	220	582
SISM-1	158	301	796
SISM-2	180	314	843
SLE-RARA-1	169	252	631
SLE-RARA-2	169	237	583
SLE-FREQ-1	169	237	583
SLE-FREQ-2	169	206	476
SLE-QP	169	206	476

RIEPILOGO MASSIME SOLLECITAZIONE - PARAMENTO

z = 6.75m	N_{Ed} [kN/m]	H_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]
SLU/SLV	158	339	860
SLE-RARA	169	252	631
SLE-FREQ	169	237	583
SLE-QP	169	206	476

Paramento - Sezione d'incastro con fondazione

ARMATURA PRINCIPALE

Caratteristiche meccaniche dei materiali

Calcestruzzo	C28/35	R_{ck} =	35	N/mm²	f_{ck} =	28	N/mm²
γ_c =	1.5	α_{cc} =	0.85		f_{cd} =	15.87	N/mm²
		E_c =	32308	N/mm²	f_{ctm} =	2.77	N/mm²
Acciaio	B450C	E_s =	200000	N/mm²	f_{yk} =	450	N/mm²
γ_s =	1.15	ε'_{se}	1.96		f_{yd} =	391.30	N/mm²

Caratteristiche geometriche della sezione

B =	1000	mm base
H =	1000	mm altezza
c =	35	mm coprifer.

N_{Ed} positivo di compressione
M_{Ed} positivo se tende le fibre inferiori della sezione
y distanza dell'armatura dal lembo superiore

n.	ø(mm)	A_s (mm²)	y (mm)
5	20	1571	61
Lato valle		-	
10	20	3142	939
Lato monte		-	
	Σ	4712	mm²

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Flessione

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	V_{Ed} [kN]	M_{Rd} [kNm]	$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	157.71	859.73	338.93	1140.91	**1.33**

Taglio

ϕ_{staffe} =	12	mm	α =	90	° inclinazione staffa
n_b =	2.5	n° braccia	s =	400	mm passo

Combinazione	posizione	$V_{Rd,0}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Rd} [kN]	$\frac{V_{Rd}}{V_{Ed}}$
ENV-SLU	incastro con paramento	347.16	-	-	347.16	**1.02**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio

Momento di fessurazione della sezione	Mcr=	634.4	kNm
Comb. Rara	$\sigma_{c,max}$ =	16.80	N/mm²
	$\sigma_{s,max}$ =	360.00	N/mm²
Comb. Quasi Permanente	$\sigma_{c,max}$ =	12.60	N/mm²

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-RARA	incastro con paramento	168.75	631.44	**2.91**	**46.30**	**I**
ENV-QP	incastro con paramento	168.75	476.01	**2.19**	**34.90**	**I**

Verifiche agli Stati Limite Esercizio - Fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è condottta senza calcolo diretto, secondo quanto specificato al cap.4.1.2.2.4.5 delle NTC2018. Si fa riferimento a quanto prescritto nelle tabelle C.4.II e C.4.III della Circolare Esplicativa.

Condizioni ambientali Aggressive Armatura Poco sensibile

					Spaziatura barre	
Comb. Frequente	w_{lim} =	0.3	mm	Sadottata=	200	mm
	σ_s =	222	N/mm²	Smax=	300	mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-FREQ	incastro con paramento	168.75	582.87	**2.69**	**42.73**	**I**

					Spaziatura barre	
Comb. Quasi permanente	w_{lim} =	0.2	mm	Sadottata=	200	mm
	σ_s =	182	N/mm²	Smax=	200	mm

Combinazione	posizione	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	STADIO
ENV-QP	incastro con paramento	168.75	476.01	**2.19**	**34.90**	**I**

RIEPILOGO ARMATURE

Nel presente paragrafo si riportano le armature necessarie nel muro di sostegno in esame.

Paramento	Armatura trasversale	lato valle	ϕ 20 / 20
		lato monte	ϕ 20 / 10
	Armatura longitudinale	lato valle	ϕ 16 / 20
		lato monte	ϕ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40
Retro-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	ϕ 20 / 20
		inferiore	ϕ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	ϕ 16 / 20
		inferiore	ϕ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40
Avan-zattera (fondazione)	Armatura trasversale	superiore	ϕ 20 / 20
		inferiore	ϕ 20 / 10
	Armatura longitudinale	superiore	ϕ 16 / 20
		inferiore	ϕ 16 / 20
	Armatura a taglio	disposizione a quinconce	ϕ 12 / 40 X 40