OPERA FINANZIATA DA

IL PIANO LOMBARDIA
Interventi per la ripresa economica

Regione Lombardia

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

AIPo
Agenzia Interregionale per il fiume Po

Finanziato dall'Unione europea
NextGenerationEU

TRATTA L3: PV-E-9-MD SERVIZI DI PROGETTAZIONE RELATIVI AL TRATTO DA PAVIA A SAN ROCCO AL PORTO (LO) DELLA CICLOVIA TURISTICA NAZIONALE VENTO

VENTO®

PROGETTO FINANZIATO DAL PNRR:
Missione: M2 | Componente: C2 |
Investimento: 4.1 - Rafforzamento mobilità ciclistica |
Sub-intervento: 4.1.1 - Ciclovie turistiche

PROGETTO ESECUTIVO

COMMITTENTE:
Agenzia Interregionale per il fiume Po
Ufficio operativo di Pavia

D.E.C.: Arch. Luigi Caligiuri
R.U.P.: Ing. Marco La Veglia
Coordinatore dei progetti: Dott. Christian Farioli
CUP: B21B22000960008

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
Dott. Agr. Mauro Perracino

Progettisti:

Ing. Giorgio Morini

Progettista strutturale:

Ing. Matteo Moratti, Prof. Ing. Gian Michele Calvi

Gruppo di progettazione:

Ing. Marco Salvadori, Ing. Tommaso Farchioni

Ing. Simone Lenzo, Ing. Marco Termine

Dott. Agr. Alessandro Maderna, Dott. Matteo Ruffoni,

Dott. Riccardo Inama, Dott. Manuele Bettoni,

Arch. Liliana Borrini, Ing. Khaled Breis, Arch. Valentina Lanati.

Geologo:
Dott. Geol. Maurizio Visconti

OGGETTO:
DOCUMENTI

PROGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE OPERA D'ARTE MINORI 2B-1C-1D e NAVIGLIO PAVESE

n° elaborato	cod. elaborato
4.04	4258_PRO_E_STR_RC_01A

DATA	15.09.23	REDATTO	SGL
SCALA	-	APPROVATO	MM
REVISIONE	A	VERIFICATO	GMC

TAU Engineering

TAU Engineering S.r.l.
p.iva e c.f. 11045890966
Via Oslavia, 18/7
20134 Milano
t +39 02.26417244
tecnico@tauengineering.net
tau@pec.tauengineering.net
www.t-au.com

STUDIOCALVI

Studio Calvi S.r.l
p.iva e c.f. 01673290183
Via Severino Boezio, 10
27100 Pavia
t +39 0382.538817
info@studiocalvi.eu
pec@pec.studiocalvi.eu
www.studiocalvi.eu/it/

Phytosfera Studio associato

Studio Associato Phytosfera
p.iva e c.f. 02015090182
Via Silvio Cappella, 14
27100 Pavia
t +39 0382.1902256
info@phytosfera.it
info@pec.phytosfera.it
www.phytosfera.it/

SIGNAL

Signal S.r.l.
p.iva e c.f. 02667600031
Corso Lorenzo Cobianchi, 72
28921 Verbania
t +39 339.2972479
info@signalitalia.it
signalitalia@pec.it
www.signalitalia.it

Relazione di calcolo strutturale opere d'arte minori 2B-1C-1D e Naviglio pavese

4.04_4258_PRO_E_STR_RC_01A

TABELLA DELLE REVISIONI

REV.	DATA	PREPARATO DA	CONTROLLATO DA	APPROVATO DA	NOTE
REV. 0	15/09/2023	Simone G. Lenzo, SGL	Matteo Moratti, MM	Gian Michele Calvi, GMC	

DESCRIZIONE DELLA REVISIONE:
REV. 0 Prima emissione

PER APPROVAZIONE DEL CLIENTE: _____

Copia controllata [ ]

Distribuito a: _____

Nome file: 4.04_4258_PRO_E_STR_RC_01A.docx

INDICE

1 INTRODUZIONE 9

2 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO 10

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO 11

4 SINTETICA DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 12

4.1 ATTRAVERSAMENTO 2B – VALLE SALIMBENE 12

4.2 ATTRAVERSAMENTO 1C E 1D – SANTA MARGHERITA E TORRE DE NEGRI 16

4.3 MICROTRATTA NAVIGLIO PAVESE 22

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, GEOLOGICA E SISMICA 25

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICHE DEI TERRENI 25

5.1.1 Valle Salimbene – Pavia 25

5.1.2 Torre dé Negri 28

5.1.3 Santa Margherita – Belgioioso 34

5.1.4 Naviglio Pavese 36

5.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO) 37

5.2.1.1 Caratterizzazione sismica Valle Salimbene – Pavia 37

5.2.1.2 Caratterizzazione sismica Torre dè Negri – Belgioioso - Linarolo 44

6 CRITERI PROGETTUALI 53

7 METODO DI CALCOLO 55

7.1 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE SAP2000 55

7.2 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE VCASLU (GELFI) 55

7.3 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE PROFI (GELFI) 56

7.4 VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI 56

7.5 CONVENZIONI DI SEGNO 56

8 ANALISI CONDOTTE 57

8.1 TIPI DI ANALISI 57

8.2 DESCRIZIONE DEI MODELLI NUMERICI 57

8.2.1 Ponte pedonale "2B" 58

8.2.2 Ponti pedonali "1C" e "1D" 60

9 CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI 63

9.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PONTI CICLOPEDONALI 63

9.2 ACCIAIO PER LAMIERA GRECATA 63

9.3 ACCIAIO PER PIOLATURA MECCANICA SOLETTA E TRAVI 63
9.4 BULLONI E TIRAFONDI PER CARPENTERIA METALLICA 64
9.5 CALCESTRUZZO 64
9.6 ACCIAIO PER C.A. 65

10 DURABILITA' 66

11 ANALISI DEI CARICHI STATICI 70
11.1 AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ 71
11.2 AZIONI PERMANENTI 72
11.2.1 Peso proprio delle strutture (G_1) 72
11.2.2 Carichi permanenti non strutturali (G2) 72
11.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO 72
11.3.1 Carichi mobili 72
11.3.2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q2 73
11.3.3 Azione longitudinale di frenamento: q3 73
11.3.4 Azione centrifuga: q4 73
11.4 AZIONI VARIABILI 74
11.4.1 Azione di neve, vento: q5 74
11.4.1.1 Carichi da neve 74
11.4.1.2 Carichi da vento 74
11.4.2 Azioni idrodinamiche: q6 77
11.4.3 Azioni della temperatura: q7 77
11.4.4 Azioni sui parapetti e Urto di veicoli in svio: q8 77
11.4.5 Resistenze parassite dei vincoli: q9 77

12 ANALISI DEI CARICHI SISMICI 78
12.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 78
12.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO 79
12.3 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA 79
12.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE 80
12.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE VERTICALE 81
12.6 FATTORE DI COMPORTAMENTO Q 82
12.7 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO 84

13 COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE 85
13.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI 85
13.2 STATI LIMITE ULTIMI 86
13.3 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE PER LE VERIFICHE STRUTTURALI 87
13.4 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE 88

14 ANALISI MODALE 89
14.1 PASSERELLA "2B" 89
14.2 PASSERELLE "1C" E "1D" 91
15 VERIFICA DELLE REAZIONI ALLA BASE – PASSERELLE 93
15.1 PASSERELLA "2B" 93
15.2 PASSERELLA "1C" 94
15.3 PASSERELLA "1D" 95
16 VERIFICA DEI SISTEMI FONDAZIONALI 96
16.1 DESCRIZIONE 96
16.2 SOLLECITAZIONI TRAVE 97
16.2.1 Opere "2B" 97
16.2.2 Opere "1C" e "1D" 97
16.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE 99
16.4 VERIFICA A TAGLIO – ARMATURA TRASVERSALE TRAVE 101
16.5 ARMATURA FRETTAGGIO E BAGGIOLI 103
16.6 MICROPALI 104
16.6.1 Area 2B 105
16.6.2 Area 1C 106
16.6.3 Area 1D 107
17 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) DEGLI ELEMENTI METALLICI - PASSERELLE 108
17.1 PASSERELLA "2B" 108
17.1.1 Verifica a Flessione e taglio Travi principali HEB280 impalcato 108
17.1.2 Verifica a Flessione e taglio Travi secondarie di irrigidimento HEB160 impalcato 109
17.2 PASSERELLE "1C E 1D" 110
17.2.1 Verifica a Flessione e taglio Travi principali HEB280 impalcato 110
17.2.2 Verifica a Flessione e taglio Travi secondarie HEB160 impalcato 112
18 VERIFICHE IN ESERCIZIO (SLE) - PASSERELLE 114
18.1 VERIFICA A DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO 114
18.1.1 Passerella "2B" 114
18.1.2 Passerelle "1C e "1D" 116
19 VERIFICA DELLA SOLETTA COLLABORANTE CON LAMIERA GRECATA 118
19.1 PROGETTO DEI CONNETTORI A TAGLIO -SCORRIMENTO 118
19.1.1 Passerella "2B" 118
19.1.1.1 Travi principali 118
19.1.2 Passerelle "1C e 1D" 119

19.1.2.1 Travi secondarie 119

19.2 VERIFICA DELLA LAMIERA GRECATA 121

19.2.1 Verifiche di Fase 1 121

19.2.1.1 Flessionale (con cariche allo SLE) 121

19.2.1.2 Taglio (SLE) 122

19.2.1.3 Deformazione (SLE) 122

19.2.2 Verifiche di Fase 2 123

19.2.2.1 Flessionale (SLU) 123

1.1.1.1 Taglio (SLU) 126

19.2.2.2 Sollecitazioni SLE 129

19.2.2.3 Tensioni agenti 132

19.2.2.4 Verifica SLE a fessurazione 136

19.2.2.5 Verifica SLE a tensione 137

20 PROGETTO E VERIFICA SISTEMA DI APPOGGIO 138

20.1 PASSERELLA "2B" 138

20.2 PASSERELLA "1C E 1D" 141

21 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) CONNESSIONI 144

21.1 PASSERELLA "2B" 144

21.1.1 Connessione 1 – Trave principale e secondaria 144

21.1.1.1 Verifica a taglio – trazione gambo dei bulloni 145

21.1.1.2 Verifica a rifollamento piastre 145

21.1.1.3 Verifica tensionale piastre 146

21.1.1.4 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 3 146

21.1.1.5 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 2 147

21.1.1.6 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 1 148

21.2 PASSERELLA "1C E 1D" 149

21.2.1 Connessione 1 – Trave principale e secondaria 149

21.2.1.1 Verifica a taglio – trazione gambo dei bulloni 150

21.2.1.2 Verifica a rifollamento piastre 150

21.2.1.3 Verifica tensionale piastre 151

21.2.1.4 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 3 151

21.2.1.5 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 2 152

21.2.1.6 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 1 153

22 VERIFICHE PARAPETTO 154

22.1.1.1 Dettagli parapetti in acciaio 154

22.1.1.2 Verifiche strutturali 155

23 VERIFICHE GEOTECNICHE MURI DI SOSTEGNO NAVIGLIO PAVESE 158

23.1 MURO DI SOSTEGNO LATO NAVIGLIO PAVESE 158

23.2 MURO DI SOSTEGNO LATO STRADA (VIALE VENEZIA) 162

24 VERIFICHE STRUTTURALI MURI DI SOSTEGNO NAVIGLIO PAVESE 166

24.1 PARAMENTI VERTICALI 166

24.1.1 Verifica a flessione 166

24.1.2 Verifica a taglio 167

24.2 CIABATTE DI FONDAZIONE 169

24.2.1 Verifiche a flessione 169

24.2.1.1 Lato Naviglio pavese 169

24.2.1.2 Lato strada Viale Venezia 170

24.2.2 Verifiche a taglio 171

24.2.2.1 Lato Naviglio pavese 171

24.2.2.2 Lato strada – Viale Venezia 173

1 INTRODUZIONE

La ciclovia VENTO è il progetto di un'infrastruttura ciclabile che corre per oltre 700 km lungo gli argini del fiume Po. Il percorso si sviluppa da Venezia a Torino, con una diramazione per il collegamento a Milano lungo il Naviglio Pavese, attraversando 4 regioni (Piemonte, Lombardia, Emilia Romagna e Veneto), 10 provincie, 3 città metropolitane e 116 comuni.

La presente elaborazione riguarda il servizio di progettazione esecutiva della Tratta L3, appartenente al Lotto Funzionale II della Ciclovia Vento, un percorso di circa 75 km da Pavia a San Rocco al Porto (LO), alle porte della città di Piacenza, che si sviluppa per la maggior parte sull'argine maestro del Po in sinistra idraulica.

L'Associazione Temporanea di Imprese "TAU - Calvi - Phytosfera - Signal", con mandataria Tau Engineering S.r.l., è risultata aggiudicataria con Determina Dirigenziale n. 1095 del 11/10/2022 dell'incarico relativo ai servizi di progettazione della ciclovia Vento con riferimento al Lotto II (PV-E-9-MD).

L'appalto è stato aggiudicato mediante Procedura Aperta (CIG 9339809E32) di cui all'art. 60 del D.Lgs. n. 50/2016 e s.m.i. con il criterio di selezione dell'offerta "economicamente più vantaggiosa" (OEV) di cui all'art. 95, comma 2 del D.Lgs. 50/2016 e s.m.i..

La relazione è redatta ai sensi dell'art. 18 del D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, recante Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE».

L'attività progettuale è identificata come *LOTTO 2: PV-E-9-MD - Servizio di progettazione esecutiva comprensiva anche degli elementi del progetto definitivo indispensabili per l'acquisizione dei pareri degli Enti competenti in sede di CDS, coordinamento sicurezza in progettazione, n. 1 direttore operativo, n. 1 ispettore di cantiere, contabilità dei lavori, coordinamento della sicurezza in esecuzione ed analisi storiografica aree progetto ai fini della valutazione del rischio di ritrovamento ordigni bellici inesplosi relativo alla tratta L3 della ciclovia turistica nazionale VENTO. C.I.G. 9339809E32 - C.U.P. B21B22000960008*.

Il progetto è finanziato dal PNRR e dal Piano Lombardia.

La seguente relazione è redatta dal raggruppamento temporaneo costituito da TAU Enginnering (Capogruppo), Studio Calvi s.r.l. (mandante) e Phytosfera (Mandante).

I tecnici incaricati della stesura e firma del presente documento sono il Prof. Ing. Gian Michele Calvi (iscrizione all'albo di Pavia al n. 1036) e l'Ing. Matteo Moratti (iscrizione all'albo di Genova al n. 7845), entrambi per Studio Calvi S.r.l., con sede in via Boezio, n. 10 a Pavia.

Gli aspetti architettonici sono stati seguiti dall'arch. Valentina Lanati e hanno contribuito al progetto l'ing. Simone G. Lenzo, l'ing. Marco Termine, l'ing. Khaled Breis e l'arch. Liliana Borrini.

Si riportano di seguito i calcoli strutturali delle opere d'arte di nuova costruzione.

2 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Il presente documento costituisce la Relazione tecnica di calcolo delle opere strutturali a corredo del progetto esecutivo strutturale, denominate da qui in seguito "opere minori", per n.3 nuovi attraversamenti ciclo-pedonali da realizzarsi in prossimità delle località:

1. *Area 2B – Valle Salimbene (Pavia) - LAT: 45.17174 LONG: 9.21611;*
2. *Area 1C – Santa Margherita (Pavia) - LAT: 45.147956 LONG: 9.30752;*
3. *Area 1D -Torre Dè Negri (Pavia) - LATITUDINE: 45.147972 LONGITUDINE: 9.340453*

e dei muri di sostegno per la realizzazione della pista ciclopedonale nella microtratta del Naviglio Pavese.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel seguito si adotta come riferimento quanto disposto dalle seguenti normative nazionali:

[1] "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. del 17 gennaio 2018) pubblicato su S.O. n. 8 alla G.U. 20 febbraio 2018, n.42 (in seguito denominata "NTC");

[2] "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni". Sul supplemento ordinario n. 5 alla Gazzetta ufficiale n. 35 dell/11 febbraio 2019 è stata pubblicata la Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore del Lavori Pubblici recante» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";

[3] D.M. 16 febbraio 2007: "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione";

[4] D.M. 9 marzo 2007: "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nella attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco";

[5] D.M. 25 ottobre 2007: "Reazione al fuoco";

[6] DM 3 agosto 2015: "Codice Prevenzione incendi".

Per quanto non in contrasto con le precedenti normative si adotta inoltre quanto suggerito dalle seguenti norme volontarie:

[7] UNI EN 1992-1-1:2015. Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

[8] UNI EN 206:2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità"

[9] UNI 11104:2016: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206"

[10] UNI EN 1992-1-2:2019. Eurocodice 2: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio"

4 SINTETICA DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

I tre nuovi attraversamenti ciclopedonali della tratta L3 (da Pavia a San Rocco al porto), della ciclovia nazionale Vento, vengono realizzati nelle tre diverse aree intervento:

1. *Area 2B – Valle Salimbene (Pavia) - LAT: 45.17174 LONG: 9.21611;*
2. *Area 1C – Santa Margherita (Pavia) - LAT: 45.147956 LONG: 9.30752;*
3. *Area 1D -Torre Dè Negri (Pavia) - LAT: 45.147972 LONG: 9.340453*

4.1 ATTRAVERSAMENTO 2B – VALLE SALIMBENE

L'attraversamento 2B, situato nel tratto rurale dell'antico meandro a Pavia, prevede la realizzazione di un ponte ciclopedonale per scavalcare la roggia Belvedere, canale irriguo a servizio agricolo.

È costituito da un impalcato di luce rispettivamente di 9,25 m ed una larghezza complessiva di 4,06 m, realizzato in struttura mista acciaio-cls. La larghezza netta interna percorribile è pari a 3,50 m.

Per l'accesso alla passerella sono previste due rampe di accesso in rilevato (pendenza scarpata a 2/3) di lunghezza rispettiva di 28,75 m e 35,45 m con pendenza inferiore al 5%.

Figura 1 Inquadramento tratta L3 – Microtratta B – Opera 2B (in riquadro)

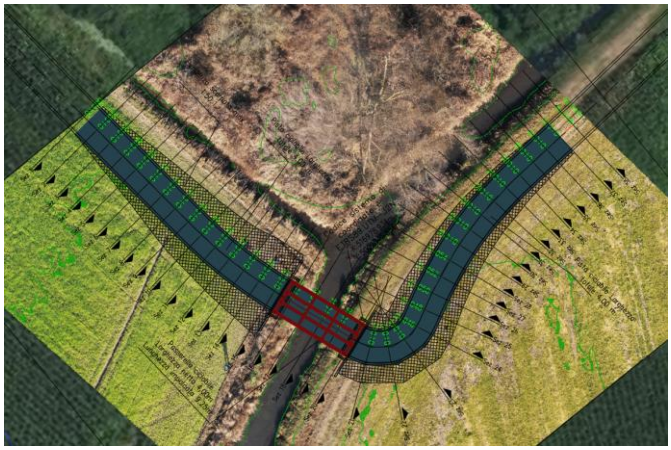


Figura 2 Planimetria del tracciato (locale) – Ponte pedonale 2B

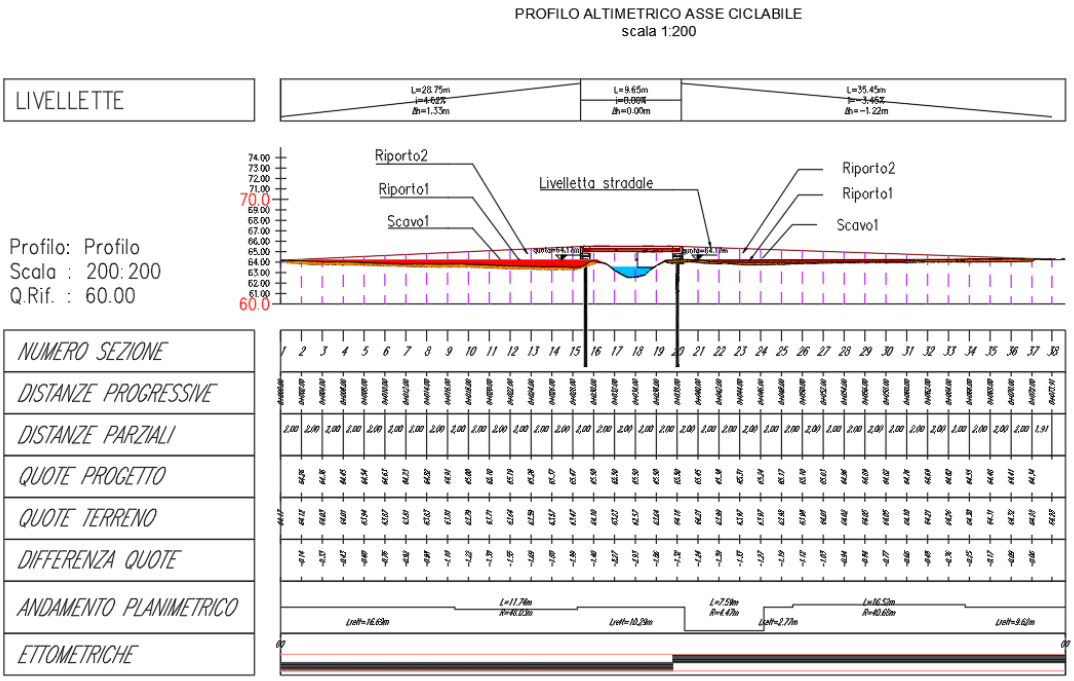


Figura 3 Profilo altimetrico – Ponte pedonale 2B

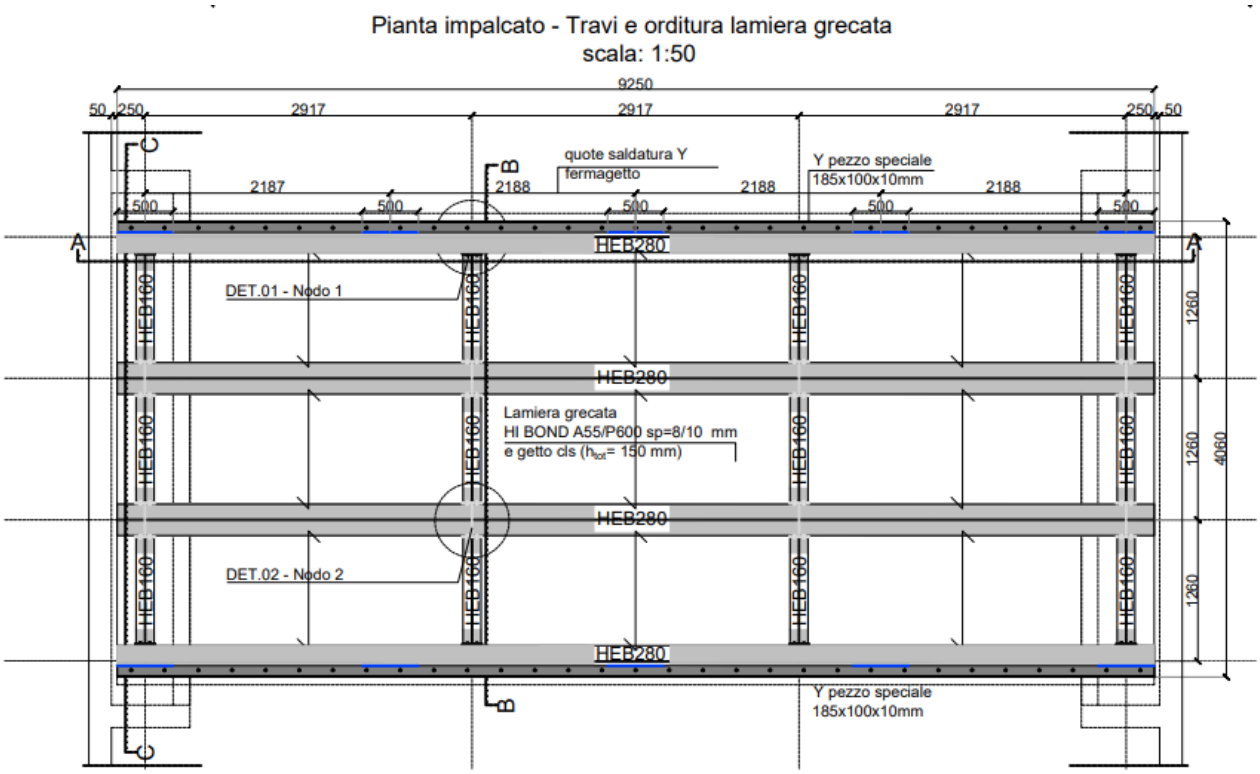


Figura 4 Pianta strutturale impalcato – Ponte pedonale 2B

L'impalcato del ponte pedonale 2B prevede uno schema portante costituito da n.4 travi principali HEB280, con interasse 1,26 m e soletta collaborante con lamiera grecata (lamiera grecata HI-BOND A55/P 600) dello spessore complessivo di 0,15 m, ordita perpendicolarmente ad esse. Sono presenti anche travi secondarie HEB 160, con solo ruolo di irrigidimento trasversale, con interasse di 2,92 m.

I profili in acciaio hanno classe di resistenza S275J2-EXC3 mentre il calcestruzzo della soletta C30/37.

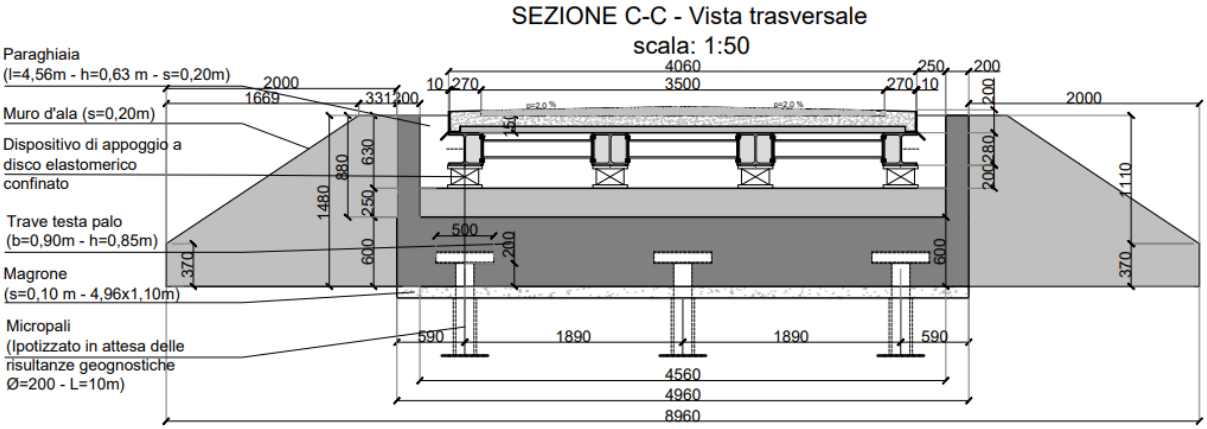


Figura 5 Viste trasversali B-B e C-C – impalcato e spalle 2B

Lo schema statico è appoggio-appoggio su n.2 spalle in c.a. (travi testa palo di dimensione 0,90x0,85 con risega di 0,15m) poggianti su n.3 micropali di fondazione di L=15m, tubolare 139,7x8mm e Ø foro =200mm

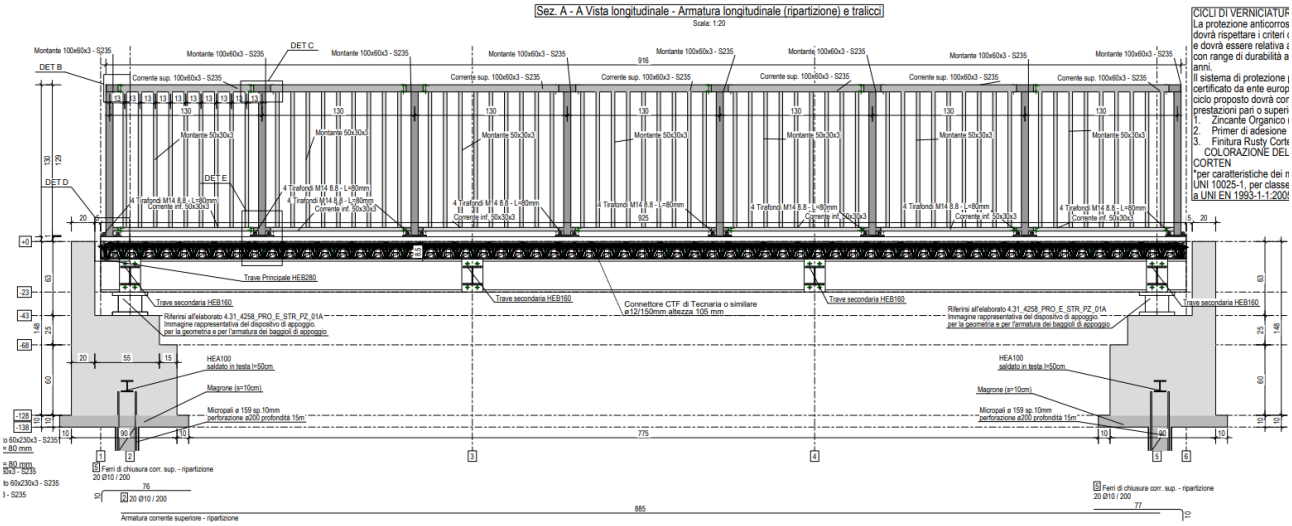


Figura 6 Vista longitudinale impalcato – Ponte pedonale 2B

Per le finiture del ponte è prevista una pavimentazione stradale in conglomerato con legante trasparente (similare a EVIzero) e parapetti in acciaio S235J2 con altezza montanti pari a 1,30 m realizzati con profili scatolari (come in XX) fissati ogni 1,30 m ai cordoli laterali in cls con piastra di ancoraggio e n.4 tirafondi M14 8.8 di lunghezza 80mm.

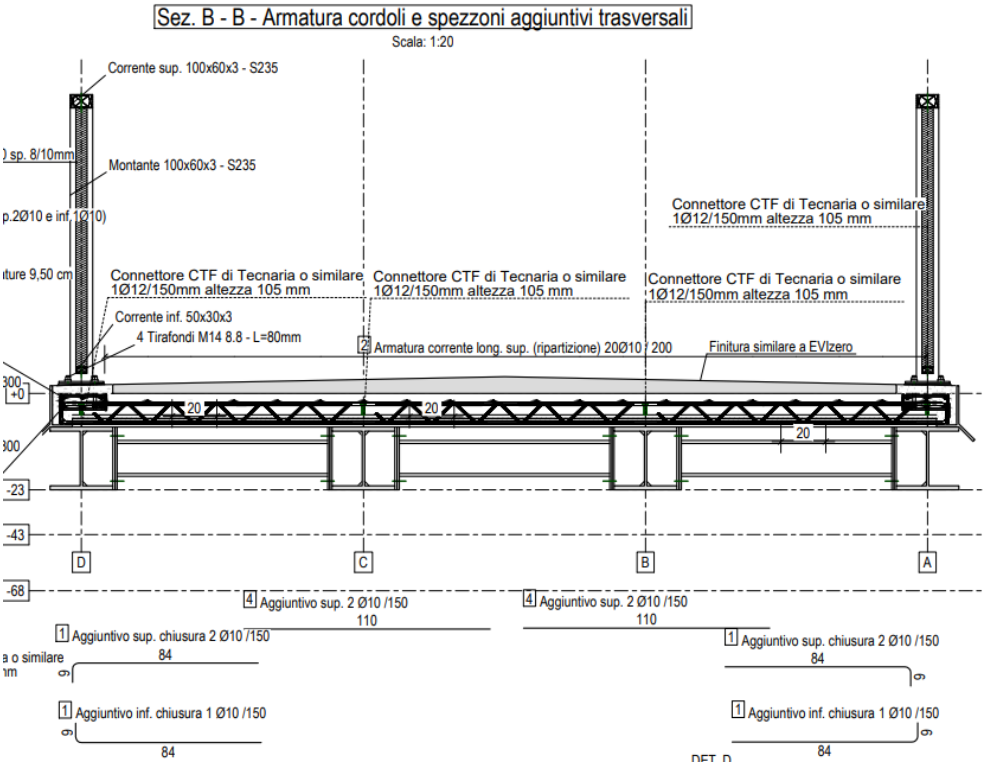


Figura 7 Sezione trasversale – Ponte pedonale 2B

4.2 ATTRAVERSAMENTO 1C E 1D – SANTA MARGHERITA E TORRE DE NEGRI

L' attraversamento 1C, situato a santa Margherita (Pavia), in corrispondenza dello sbarramento idraulico per gli eventi di piena del fiume Po, prevede la realizzazione di un ponte ciclopedonale (a scavalco della roggia esistente) costituito da un impalcato di luce rispettivamente di 6,75 m ed una larghezza complessiva di 4,06 m, realizzato in struttura mista acciaio-cls. La larghezza netta interna percorribile è pari a 3,50 m.

Per l'accesso alla passerella è prevista da lato strada una rampa di accesso in salita di lunghezza rispettiva di circa 24 m (Rampa 1 – Pista 2 – vedi Figura 9), pianerottolo di arrivo di L=4,00 m e rampa di accesso ai campi in discesa di L=40m (Rampa 2 – Pista 2– vedi Figura 9), con pendenza inferiore al 5%. Il collegamento alla pista ciclopedonale, una volta superata la passerella, avviene con rampa di lunghezza di circa 28,45 m e pendenza al 5% (Pista 1– vedi Figura 9).

Figura 8 Inquadramento tratta L3 – Microtratta C – Opera 1C (in riquadro rosso)

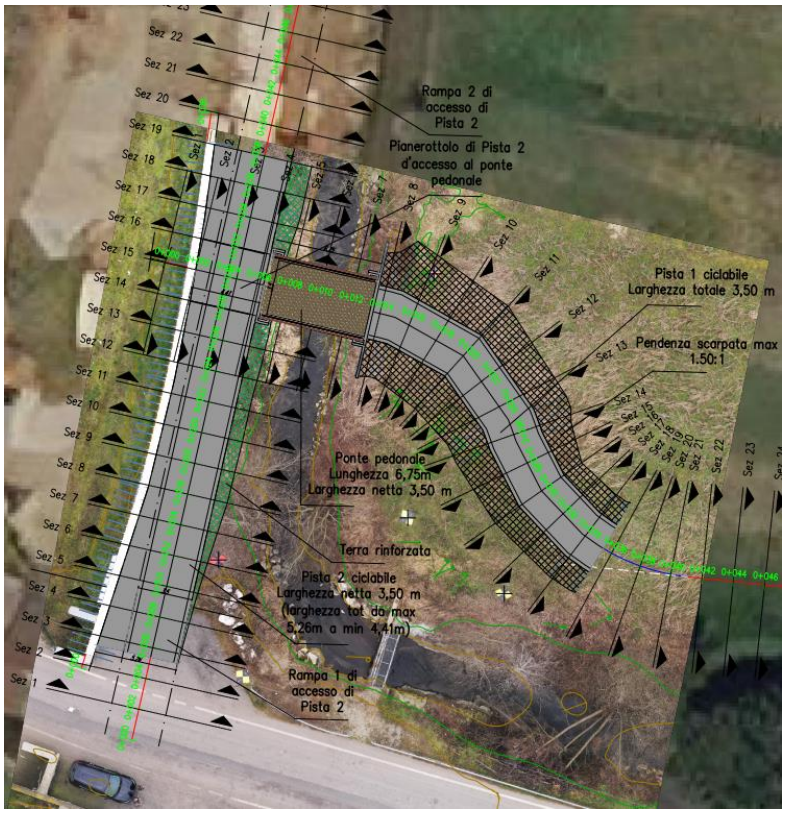


Figura 9 Planimetria del tracciato (locale) – Ponte pedonale 1C

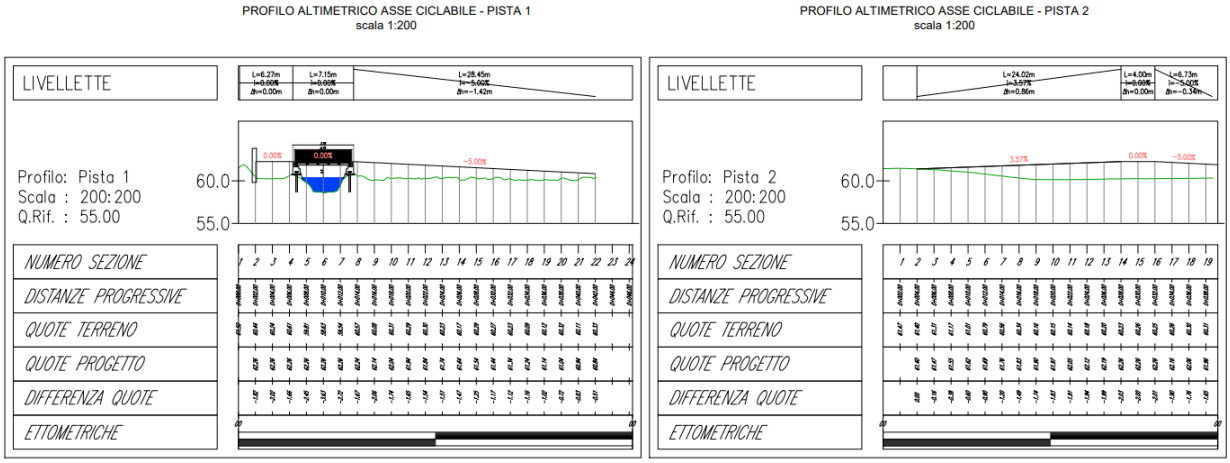


Figura 10 Profilo altimetrico – Ponte pedonale 1C

L' attraversamento 1D, situato a Torre Dè Negri (Pavia), sul terreno agricolo del consorzio irriguo utenti Torre de Negri parallelamente alla strada provinciale 9, prevede la realizzazione di un ponte ciclopedonale (a scavalco del canale artificiale esistente) costituito da un impalcato di luce rispettivamente di 6,75 m ed una larghezza complessiva di 4,06 m, realizzato in struttura mista acciaio-cls. La larghezza netta interna percorribile è pari a 3,50 m.

Per l'accesso alla passerella sono previste due rampe di accesso di lunghezza di circa 50 m, con pendenza del 5%.

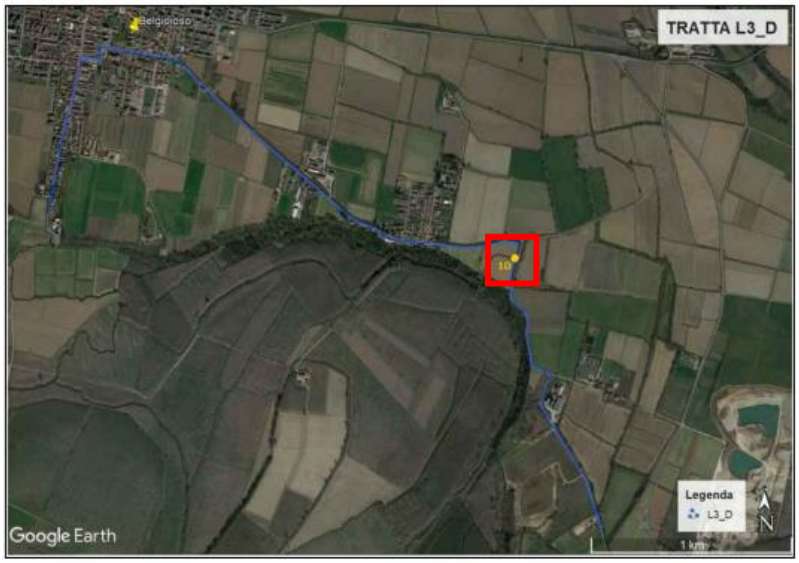


Figura 11 Inquadramento tratta L3 – Microtratta D – Opera 1D (in riquadro rosso)

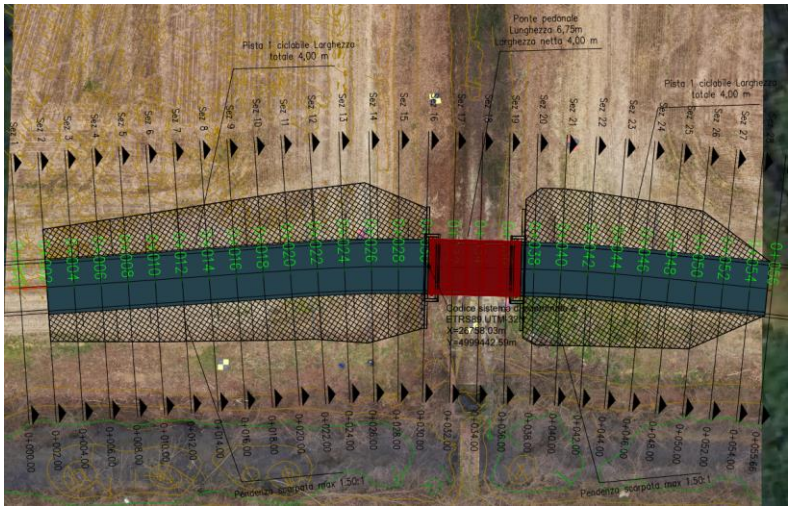


Figura 12 Planimetria del tracciato (locale) – Ponte pedonale 1D

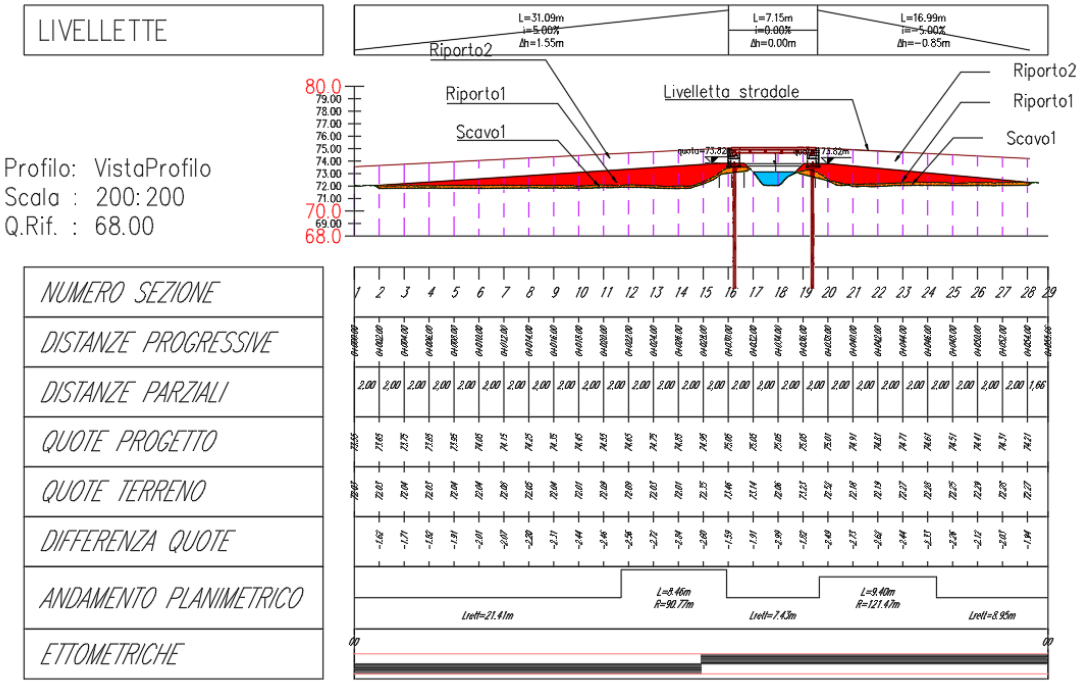


Figura 13 Profilo altimetrico – Ponte pedonale 1D

I ponti pedonali 1C e 1D sono costituiti da un impalcato di luce rispettivamente di 6,75 m ed una larghezza complessiva di 4,06 m realizzato in struttura mista acciaio-cls. La larghezza netta interna percorribile è pari a 3,50 m.

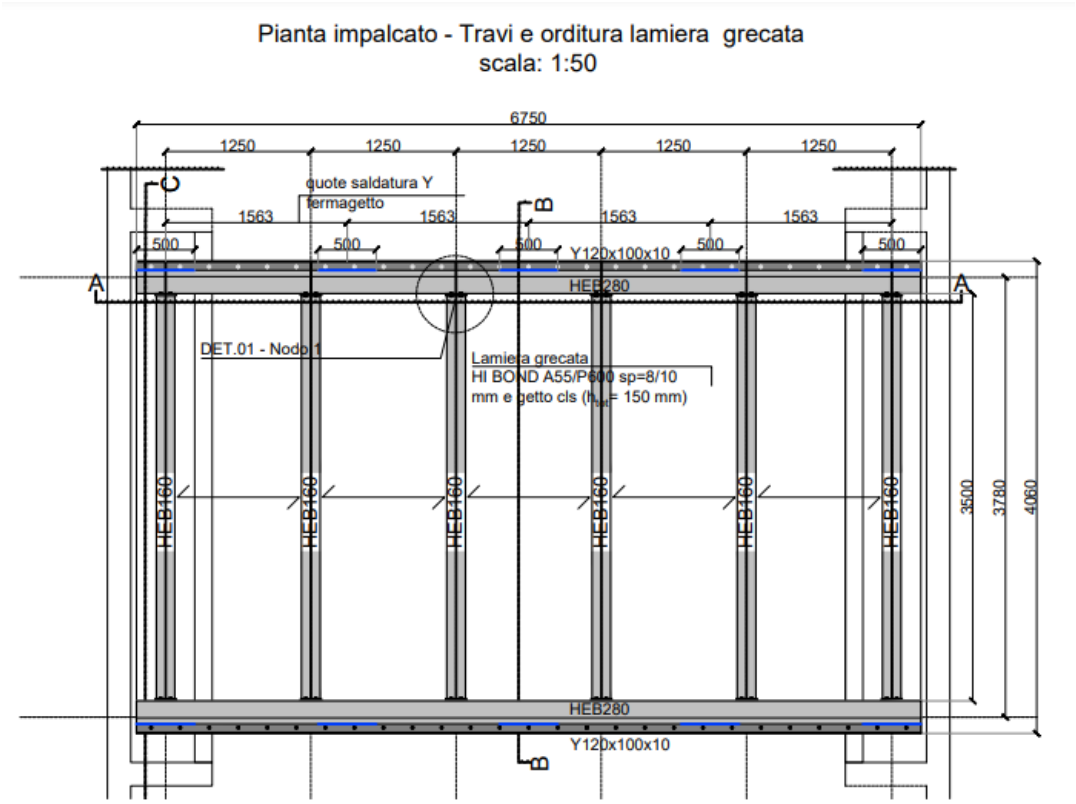


Figura 14 Pianta impalcato – Ponte pedonale 1C e 1D

L'impalcato dei ponti pedonali 1C e 1D prevede uno schema portante costituito da n.2 travi principali HEB280, con interasse 3,78 m, travi secondarie HEB 160 con interasse di 1,25 m e luce di calcolo pari a 3,78 m e soletta collaborante con lamiera grecata (lamiera grecata HI-BOND A55/P 600) dello spessore complessivo di 0,15 m, ordita perpendicolarmente alle travi secondarie.

I profili in acciaio hanno classe di resistenza S275J2-EXC3 mentre il calcestruzzo della soletta C30/37.

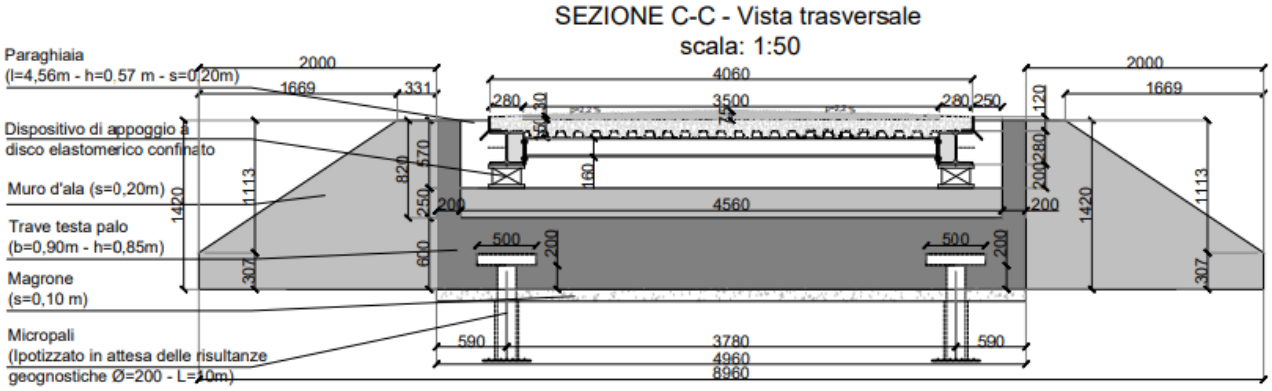


Figura 15 Viste trasversali B-B e C-C – impalcato e spalle 1C e 1D

Lo schema statico è appoggio-appoggio su n.2 spalle in c.a. (travi testa palo di dimensione 0,90x0,85 con risega di 0,15m) poggianti su n.2 micropali di fondazione di L=15m, tubolare 139,7x8mm e Ø foro =200mm

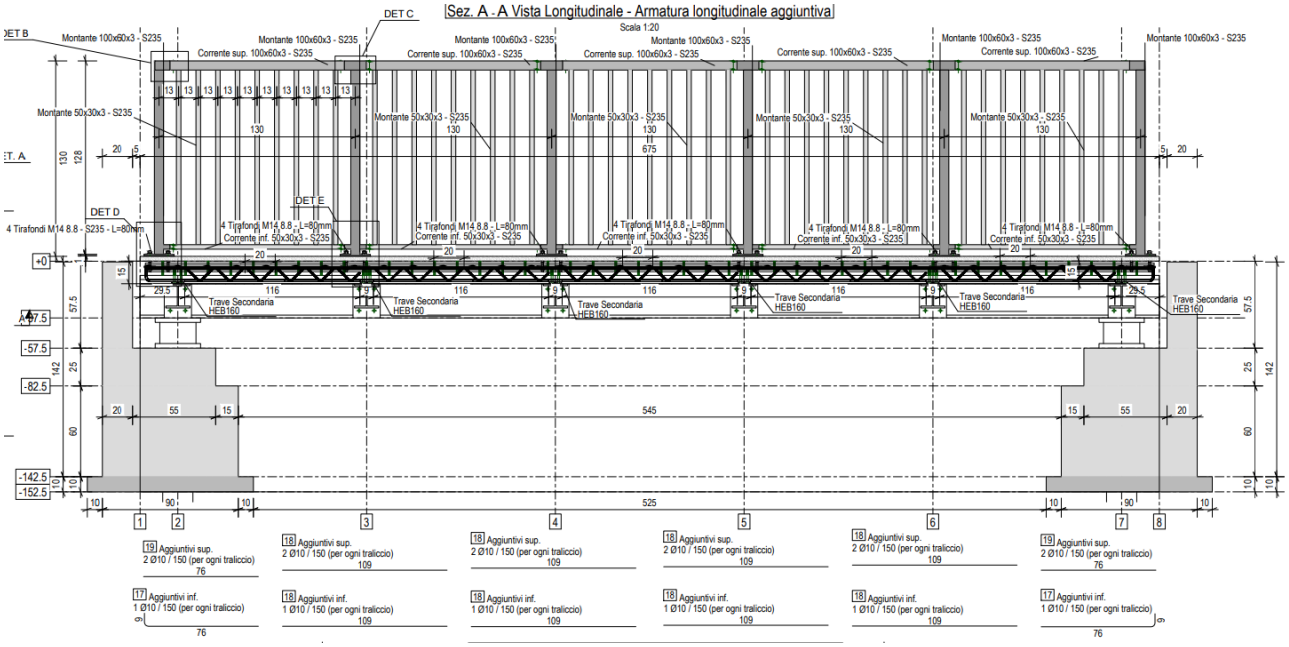


Figura 16 Vista longitudinale impalcato – Ponti pedonali 1C e 1D

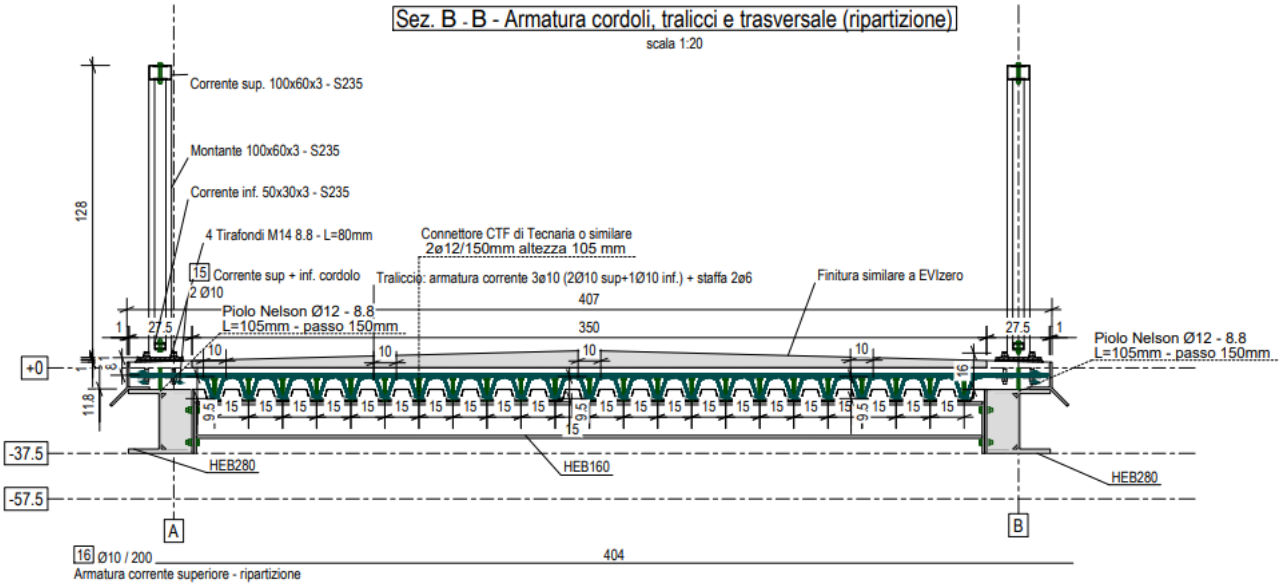


Figura 17 Vista trasversale impalcato – Ponti pedonali 1C e 1D

4.3 MICROTRATTA NAVIGLIO PAVESE

Figura 18 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese

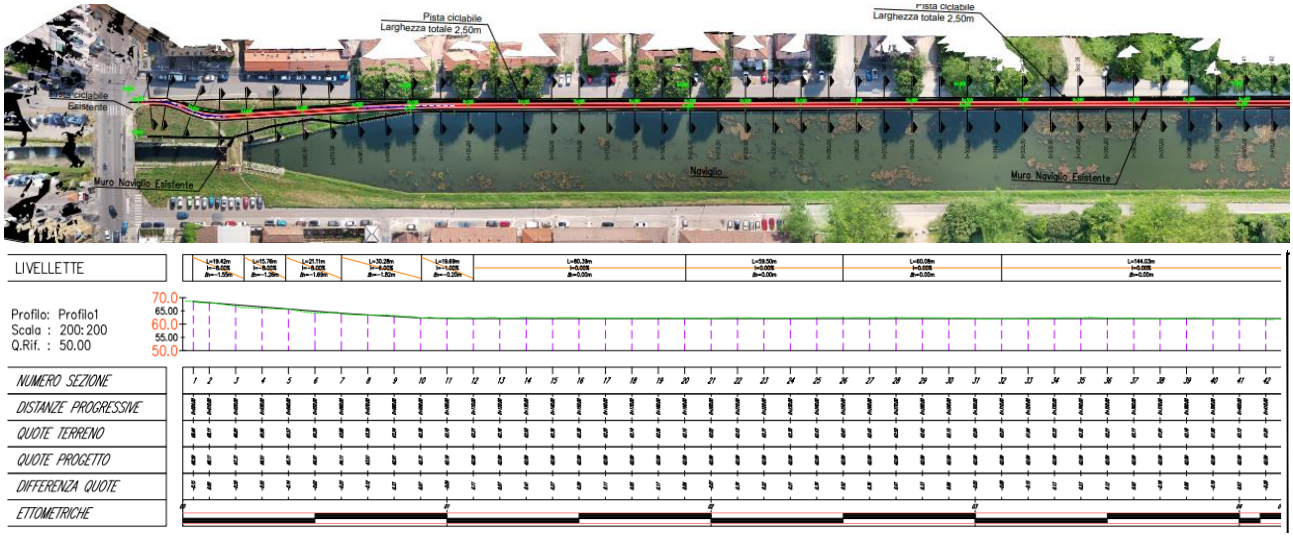
Dall'incrocio tra Viale Partigiani e Viale Venezia in Pavia, a ridosso dell'argine del Naviglio, è prevista la realizzazione della microtratta Naviglio Pavese: inizio/fine della Tratta L3 della ciclovia Nazionale Vento.

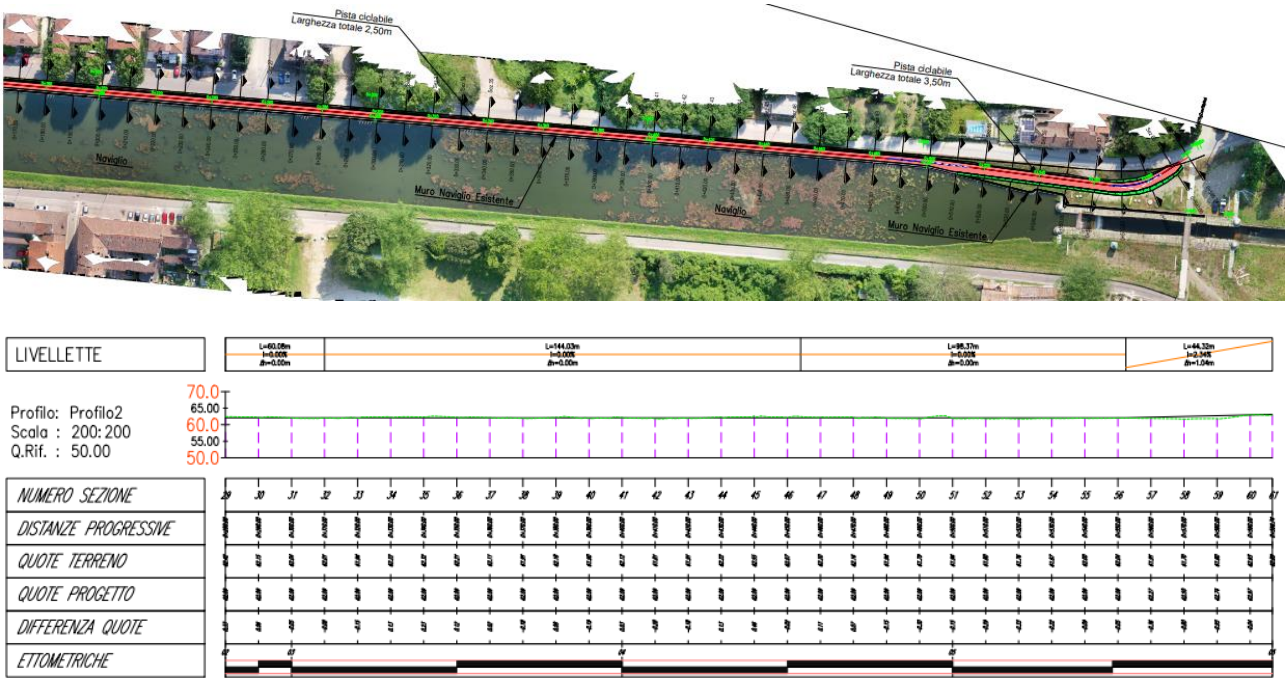
La pista ciclopedonale è di larghezza variabile da 2,50m (per circa 480m) a 3,50 m (nei restanti 70m terminali del percorso) verso il confluente.

Nella pagina seguente vengono proposti alcune immagini per l'opera in progetto. Per tutti i dettagli riferirsi agli elaborati:

- *4.67_4258_PRO_E_STR_PZ_01A;*
- *4.68_4258_PRO_E_STR_PZ_02A*
- *4.69_4258_PRO_E_STR_PZ_01A*
- *4.70_4258_PRO_E_STR_PZ_02A*
- *4.71_4258_PRO_E_STR_PZ_03A*
- *4.72_4258_PRO_E_STR_PZ_01A*

Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Viste 3D





Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Profilo plano altimetrico

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA, GEOLOGICA E SISMICA

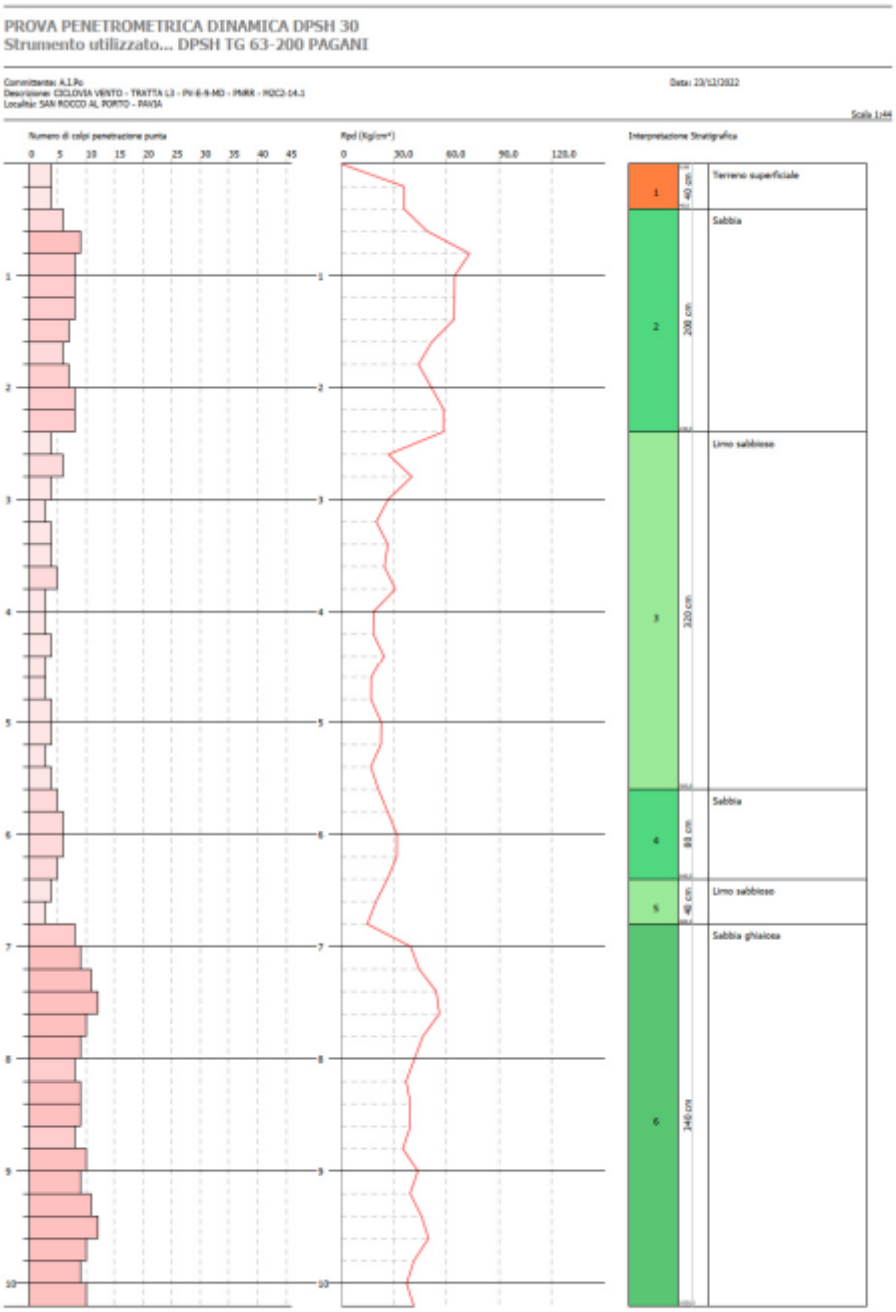
Per le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del terreno per le opere d'arte di nuova realizzazione in esame fare riferimento al documento "1.07_4258_PRO_D_GEN_RG_01A" del progetto definitivo e al successivo documento emesso dal dottore Geologo Visconti in fase di progettazione esecutiva.

Si riportano alcuni stralci del documento "1.07_4258_PRO_D_GEN_RG_01A"

5.1 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICHE DEI TERRENI

5.1.1 VALLE SALIMBENE – PAVIA

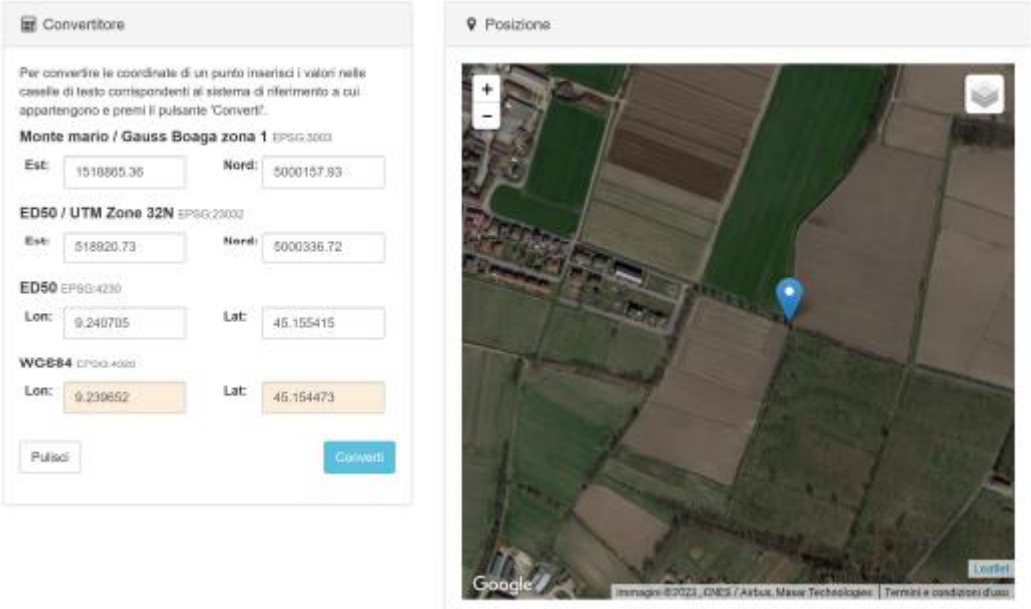
Figura 19 Prova DPSH 30 – Valle Salimbene - Pavia



DPSH 30

Al di sotto di uno spessore di circa 40 centimetri di terreno superficiale si riscontrano strati di sabbia e limo sabbioso fino a 6,80 metri, segue sabbia ghiaiosa fino a 10,20 metri.

Figura 20 Prova DPSH 30 – Valle Salimbene – Pavia - Risultati



MODELLO GEOLOGICO – PARAMETRI GEOTECNICI DPSH 30

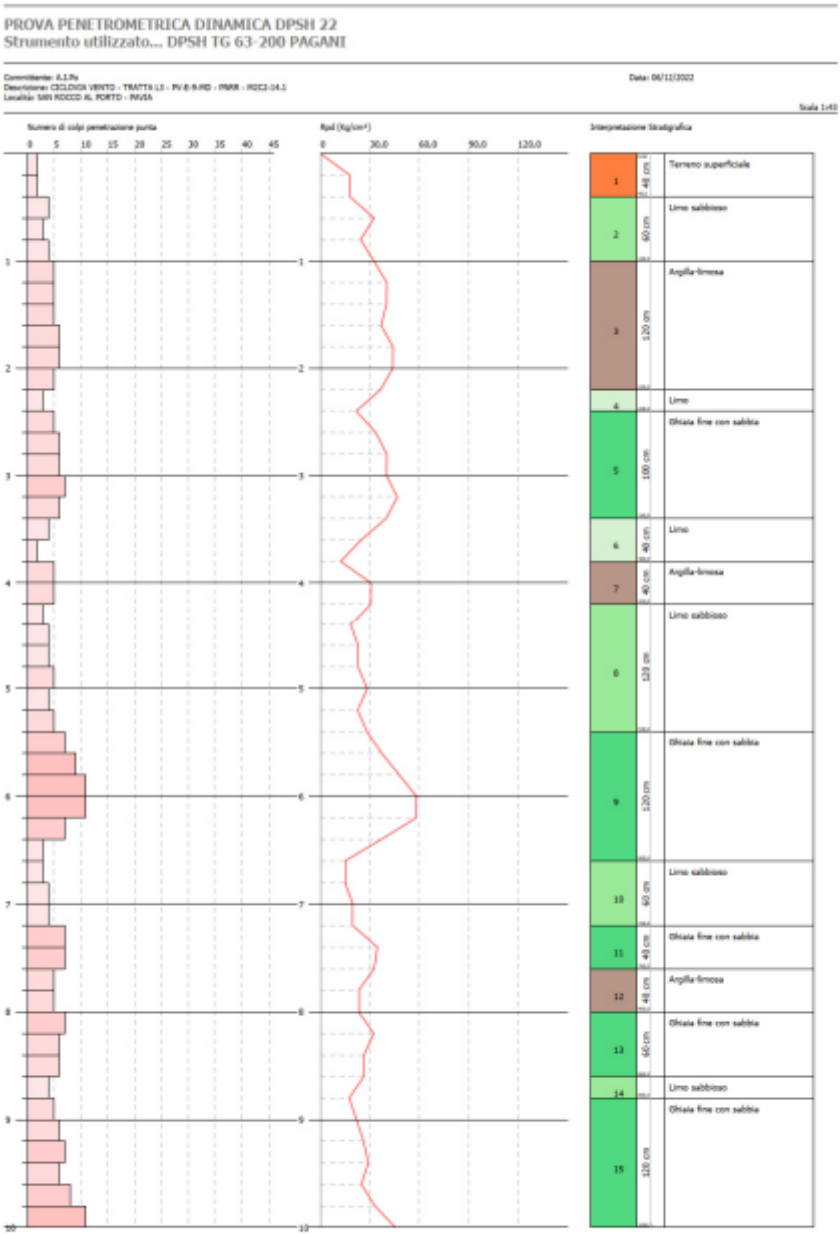
Strato	Profondità	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (t/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu Kg/cmq	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,4	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	68,13
2	2,4	11,03	Incoerente	1,49	1,93	34,06	0	50,12	88,24	0,33	620,78	110,58
3	5,6	5,6	Incoerente	1,42	1,88	31,92	0	38,97	44,8	0,34	328,25	120,44
4	6,4	8,09	Incoerente	1,45	1,9	32,93	0	44,08	64,72	0,34	463,86	138,8
5	6,8	5,14	Incoerente	1,41	1,88	31,73	0	38,02	41,12	0,34	302,84	130,7
6	10,2	14,19	Incoerente	1,53	1,95	35,19	0	56,61	113,52	0,33	786,64	163,6

Figura 21 Prova DPSH 30 – Valle Salimbene – Pavia – modello geotecnico

5.1.2 TORRE DÉ NEGRI

INDAGINE PENETROMETRICA DPSH 22

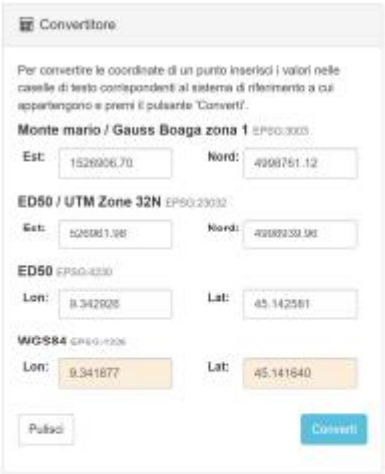
Figura 22 Prova DPSH 22 - Torre dè Negri – Pavia

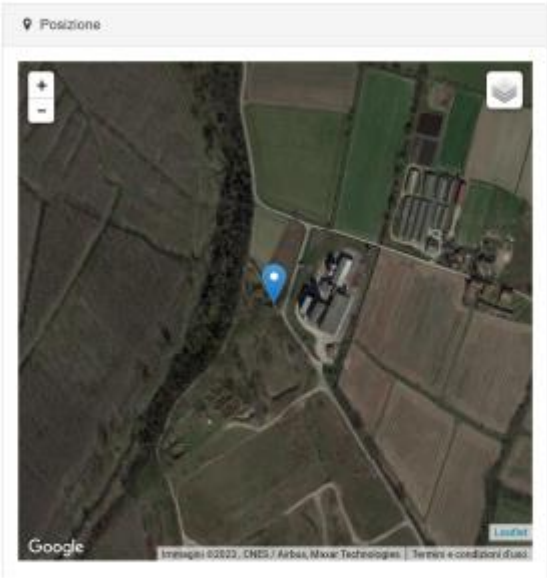


DPSH 22

Al di sotto di uno spessore di circa 40 centimetri di terreno superficiale si riscontrano limi sabbiosi/argilla limosa fino 2,40 metri, a seguire una sequenza di livelli sabbioso ghiaiosi/limosi/limoso sabbiosi/argilloso limosi fino a fine prova (10 metri).

Figura 23 Prova DPSH 22 - Torre dè Negri – Pavia - Risultati





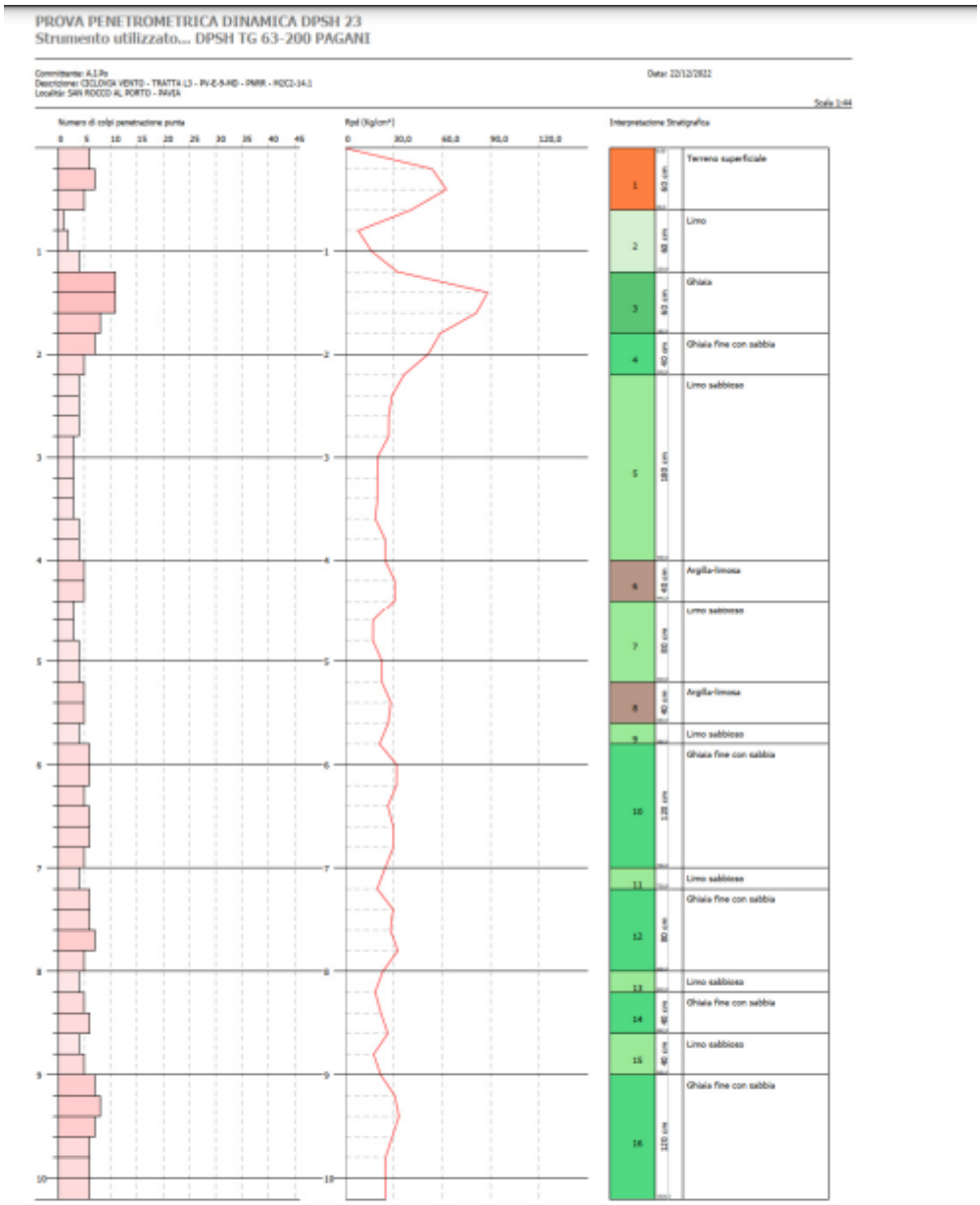
MODELLO GEOLOGICO – PARAMETRI GEOTECNICI DPSH 22

Strato	Profondità	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (t/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu Kg/cmq	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,4	2,94	Coesivo	1,63	1,86	0	0,18	31,78	29,4	0	0	60,43
2	1	5,39	Incoerente	1,42	1,88	31,83	0	38,54	43,12	0,34	316,67	85,47
3	2,2	7,84	Coesivo	1,89	1,9	0	0,49	81,76	78,4	0	0	106,96
4	2,4	4,41	Incoerente	1,4	1,87	31,42	0	36,52	35,28	0,34	262,23	103,85
5	3,4	8,82	Incoerente	1,46	1,91	33,22	0	45,58	70,56	0,34	503,1	122,44
6	3,8	4,41	Incoerente	1,4	1,87	31,42	0	36,52	35,28	0,34	262,23	113,23
7	4,2	7,35	Coesivo	1,87	1,9	0	0,46	76,76	73,5	0	0	126,24
8	5,4	6,13	Incoerente	1,43	1,89	32,14	0	40,06	49,04	0,34	357,38	126,72
9	6,6	11,76	Incoerente	1,5	1,93	34,33	0	51,62	94,08	0,33	659,32	148,08
10	7,2	5,39	Incoerente	1,42	1,88	31,83	0	38,54	43,12	0,34	316,67	132,92
11	7,6	10,29	Incoerente	1,48	1,92	33,78	0	48,6	82,32	0,33	581,55	150,67
12	8	7,35	Coesivo	1,87	1,9	0	0,46	76,76	73,5	0	0	143,6
13	8,6	9,31	Incoerente	1,47	1,91	33,41	0	46,59	74,48	0,34	529,33	151,4
14	8,8	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	141,11
15	10	10,54	Incoerente	1,48	1,92	33,87	0	49,11	84,32	0,33	594,82	158,45

Figura 24 Prova DPSH 22 - Torre dè Negri – Pavia – Modello geotecnico

INDAGINE PENETROMETRICA DPSH 23

Figura 25 Prova DPSH 23 – Torre dè Negri – Pavia



DPSH 23

Al di sotto di uno spessore di circa 60 centimetri di terreno superficiale si riscontrano dapprima limo, sabbia e ghiaia fino 2,20 metri, quindi alternanze tra limi sabbiosi e argille limose fino a 5,80 metri, a seguire e fino a fine prova (10 metri) ghiaia fine con sabbia con 86 intercalazioni limoso sabbiose.

Figura 26 Prova DPSH 23 – Torre dè Negri – Pavia - Risultati

Dr. Geol. Maurizio Visconti – PV-E-9-MD – Indagini geognostiche - Progettazione definitiva ed esecutiva e realizzazione del lotto funzionale Pavia - San Rocco al Porto (tratta L3) della ciclovia turistica nazionale VENTO.

MODELLO GEOLOGICO – PARAMETRI GEOTECNICI DPSH 23

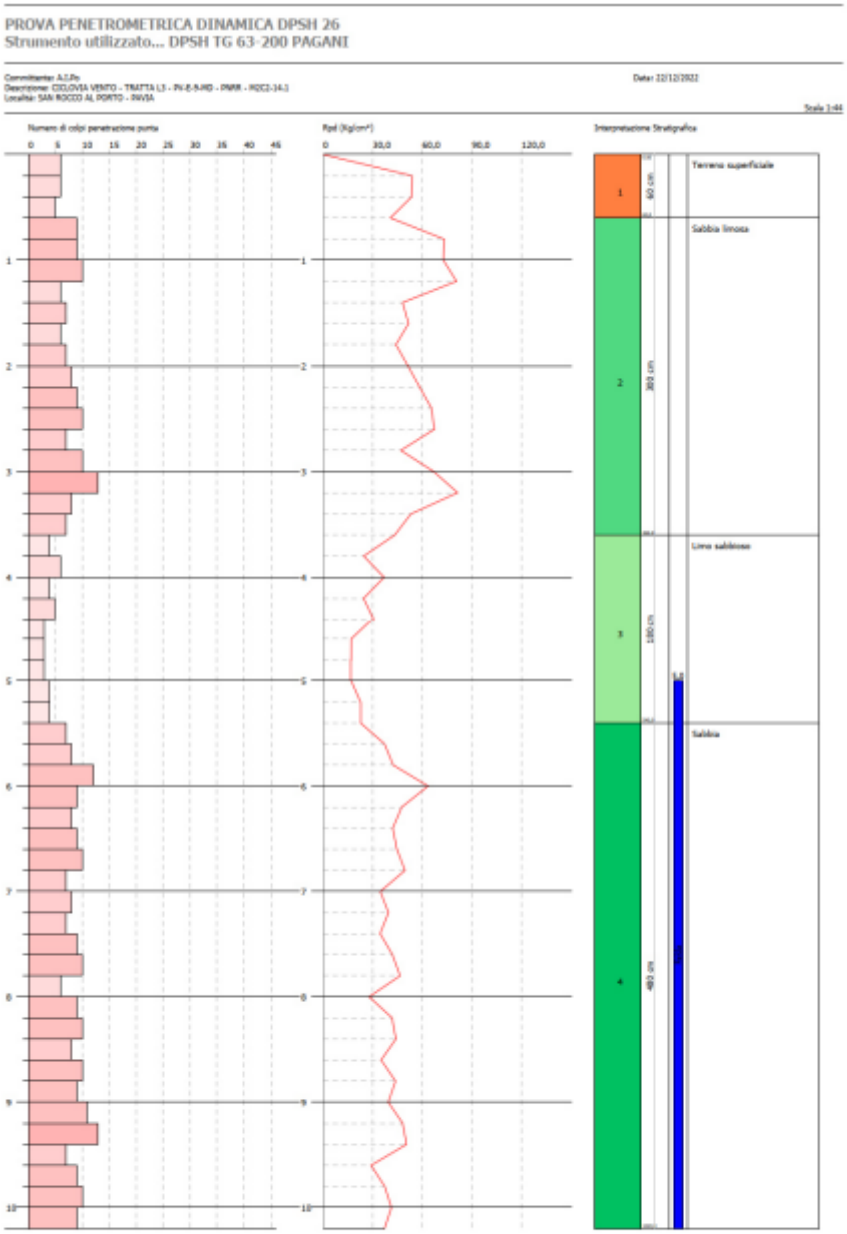
Strato	Profondità	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (t/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu Kg/cmq	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,6	8,82	Incoerente	1,46	1,91	33,22	0	45,58	70,56	0,34	503,1	79,03
2	1,2	3,43	Incoerente	1,39	1,87	31	0	34,51	27,44	0,35	207,06	82,97
3	1,8	14,7	Incoerente	1,54	1,96	35,37	0	57,66	117,6	0,33	813,19	117,77
4	2,2	8,82	Incoerente	1,46	1,91	33,22	0	45,58	70,56	0,34	503,1	113,97
5	4	5,23	Incoerente	1,42	1,88	31,77	0	38,21	41,84	0,34	307,83	113,31
6	4,4	7,35	Coesivo	1,87	1,9	0	0,46	76,76	73,5	0	0	127,43
7	5,2	5,14	Incoerente	1,41	1,88	31,73	0	38,02	41,12	0,34	302,84	122,91
8	5,6	7,35	Coesivo	1,87	1,9	0	0,46	76,76	73,5	0	0	133,76
9	5,8	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	130,05
10	7	8,33	Incoerente	1,46	1,91	33,02	0	44,57	66,64	0,34	476,78	141,25
11	7,2	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	135,68
12	8	8,82	Incoerente	1,46	1,91	33,22	0	45,58	70,56	0,34	503,1	147,46
13	8,2	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	139,17
14	8,6	8,09	Incoerente	1,45	1,9	32,93	0	44,08	64,72	0,34	463,86	148,11
15	9	6,62	Incoerente	1,43	1,89	32,34	0	41,06	52,96	0,34	384,17	144,35
16	10,2	9,8	Incoerente	1,48	1,92	33,59	0	47,59	78,4	0,33	555,48	157,1

Figura 27 Prova DPSH 23 – Torre dè Negri – Pavia – Modello geotecnico

5.1.3 SANTA MARGHERITA – BELGIOIOSO

INDAGINE PENETROMETRICA DPSH 26

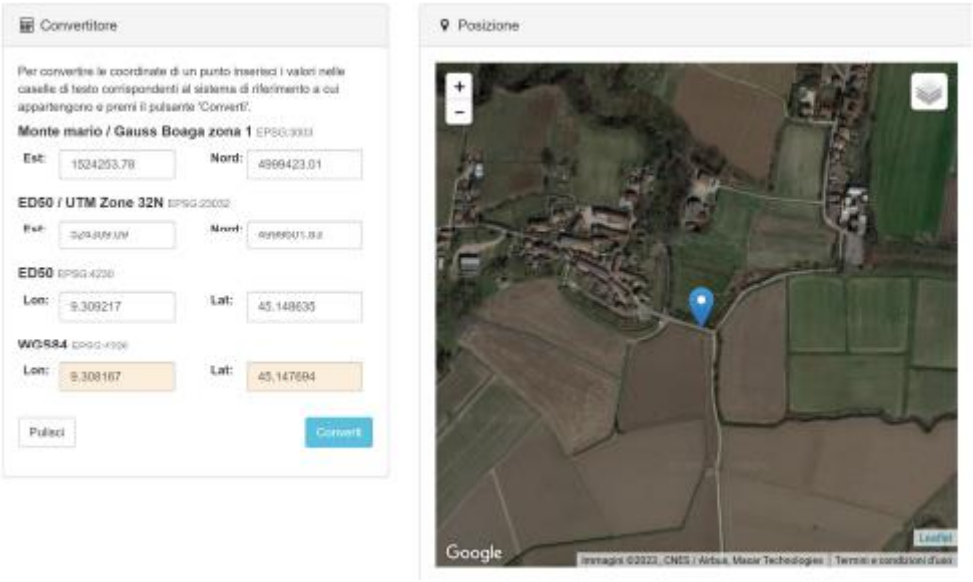
Figura 28 Prova DPSH 26 – Torre dè Negri – Pavia



DPSH 26

Al di sotto di uno spessore di circa 60 centimetri di terreno superficiale si riscontrano dapprima sabbia limosa e limo sabbioso fino 5,40 metri, quindi sabbia fino a fine prova (10,20 metri). Falda freatica riscontrata a 5 metri.

Figura 29 Prova DPSH 26 – Torre dè Negri – Pavia - Risultati



***MODELLO GEOLOGICO – PARAMETRI GEOTECNICI** DPSH 26*

Strato	Profondità	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (t/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (t/m³)	Fi (°)	Cu Kg/cmq	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,6	8,33	Incoerente	1,46	1,91	33,02	0	44,57	66,64	0,34	476,78	78,25
2	3,6	12,35	Incoerente	1,51	1,94	34,54	0	52,83	98,8	0,33	690,37	121,95
3	5,4	5,88	Incoerente	1,42	1,89	32,04	0	39,54	47,04	0,34	343,66	124,25
4	10,2	13,17	Incoerente	1,52	1,94	34,83	0	54,52	105,36	0,33	733,37	158,85

Figura 30 Prova DPSH 26 – Torre dè Negri – Pavia – Modello geotecnico

5.1.4 NAVIGLIO PAVESE

Strato	Prof.	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Coesione non drenata Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	0,9	37,82	Massicciata Via Venezia	17,32	20,58	41,15	0	10,31	29,67	0,28	193,86	109,94
2	3,8	12,51	Sabbia	14,8	19,02	34,6	0	5,21	9,81	0,33	68,53	124,9
3	4,5	6,26	Limo sabbioso	14,01	18,53	32,19	0	3,95	4,91	0,34	35,75	123,66
4	7,4	11,9	Sabbia/ghiaietto	14,72	18,97	34,38	0	5,09	9,34	0,33	65,38	148,14
5	9,6	23,62	Sabbia e ghiaia	16,03	19,78	38,1	0	7,45	18,53	0,31	124,54	178,68

	orizzonte di appoggio muro di sostegno

Fig. 1 _ Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – modello geotecnico

5.2 VALUTAZIONE DELLA SUSCETTIBILITÀ SISMICA DELL'AREA (VERIFICA DI II LIVELLO)

5.2.1.1 Caratterizzazione sismica Valle Salimbene – Pavia

Figura 31 Prove MASW– Valle Salimbene – Pavia

MASW 16

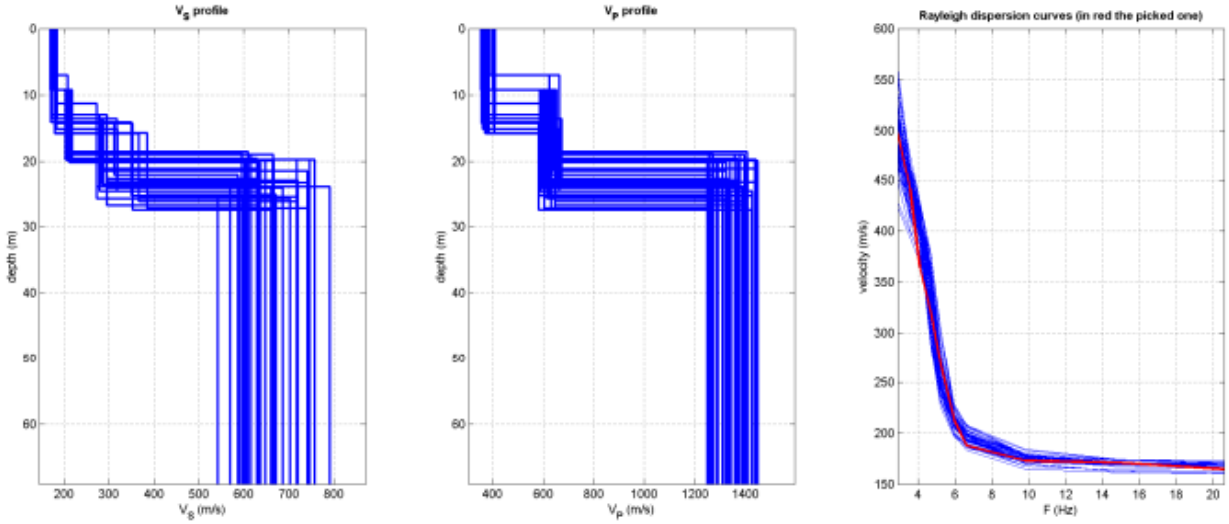
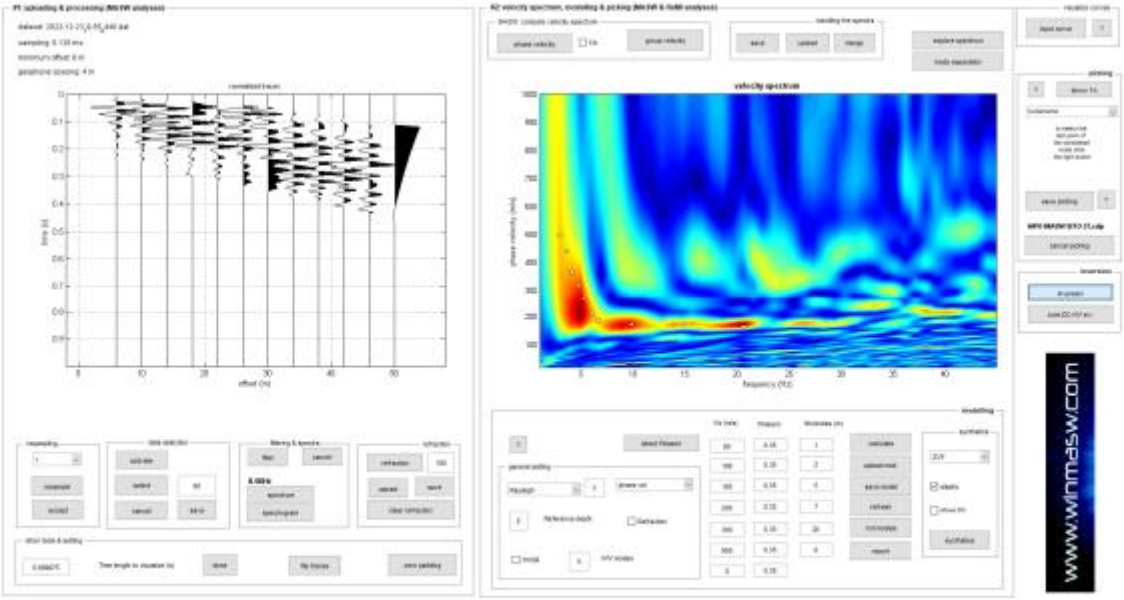


Figura 32 Prove MASW16– Valle Salimbene – Pavia



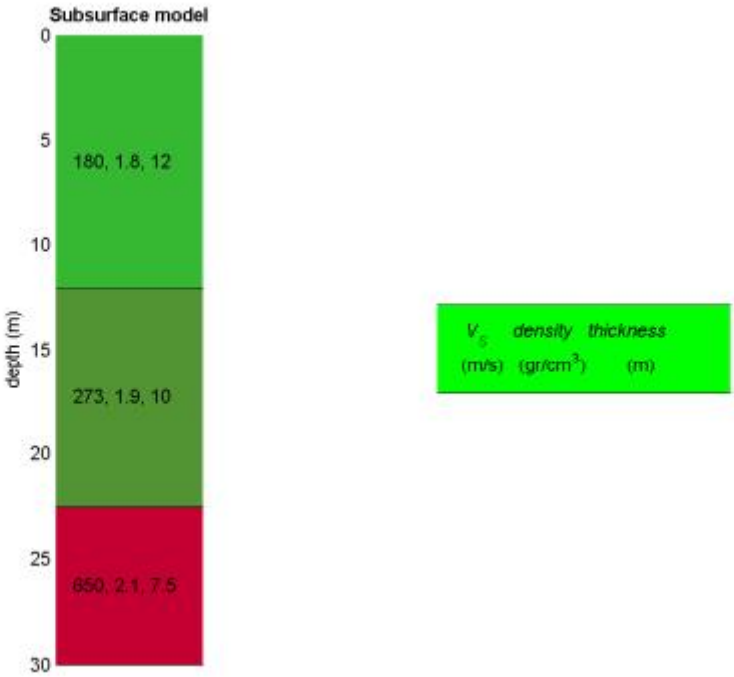
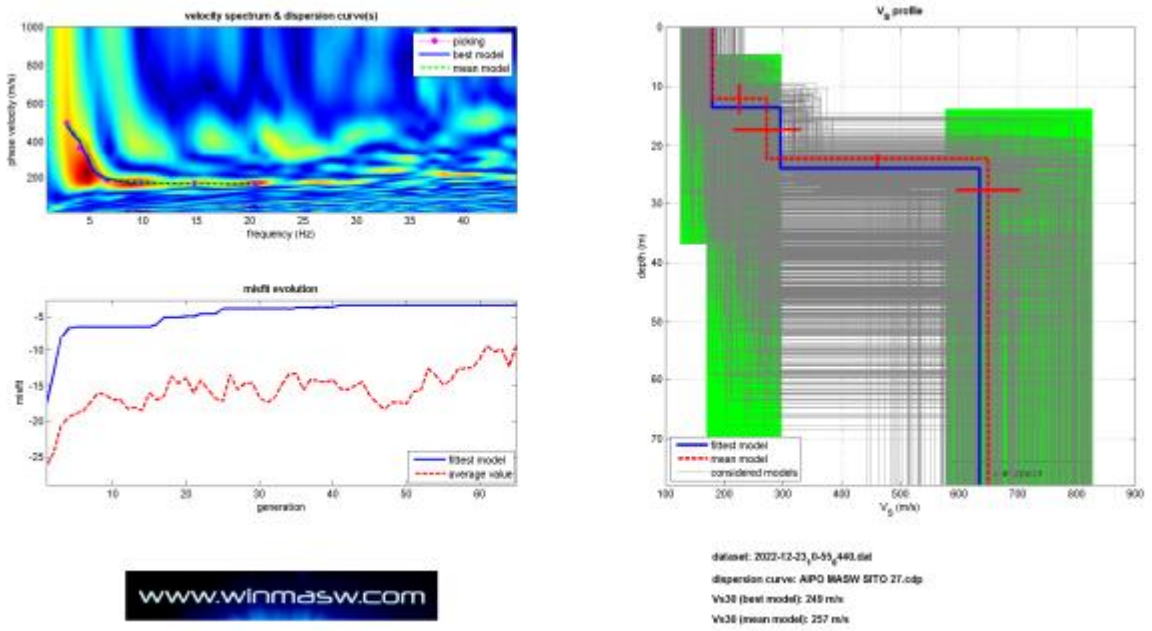


Figura 33 Prove MASW16– Valle Salimbene – Pavia - Risultati



MASW 17

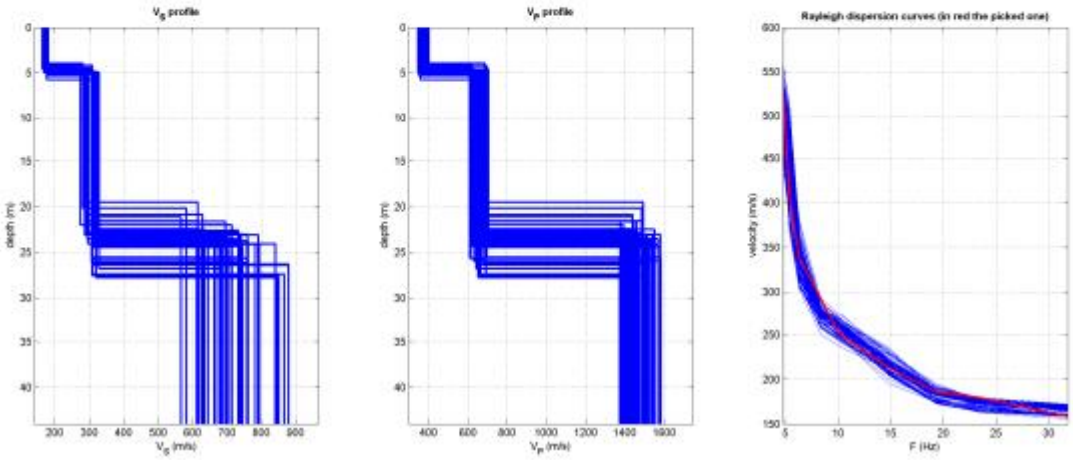
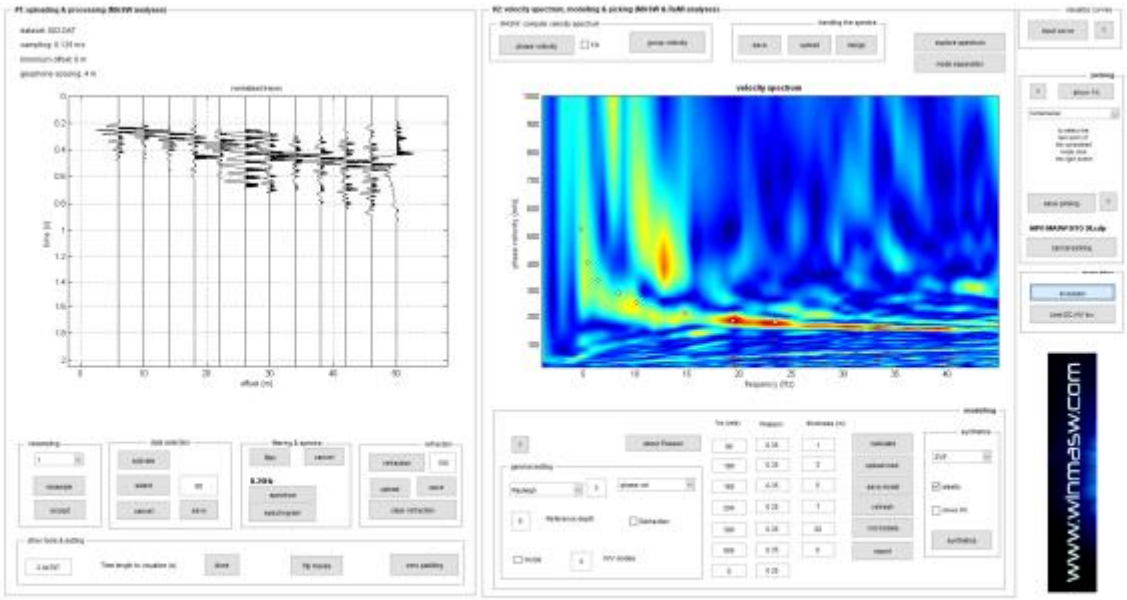


Figura 34 Prove MASW17– Valle Salimbene – Pavia



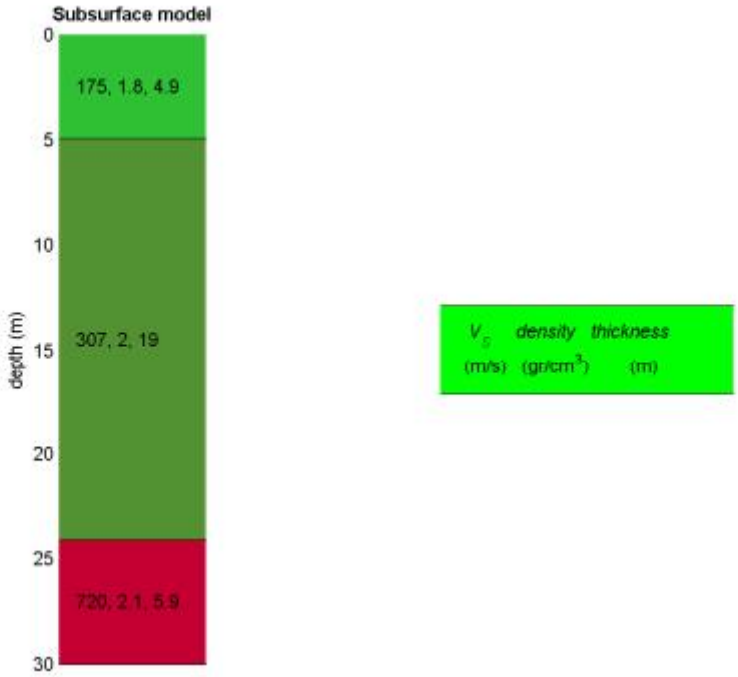
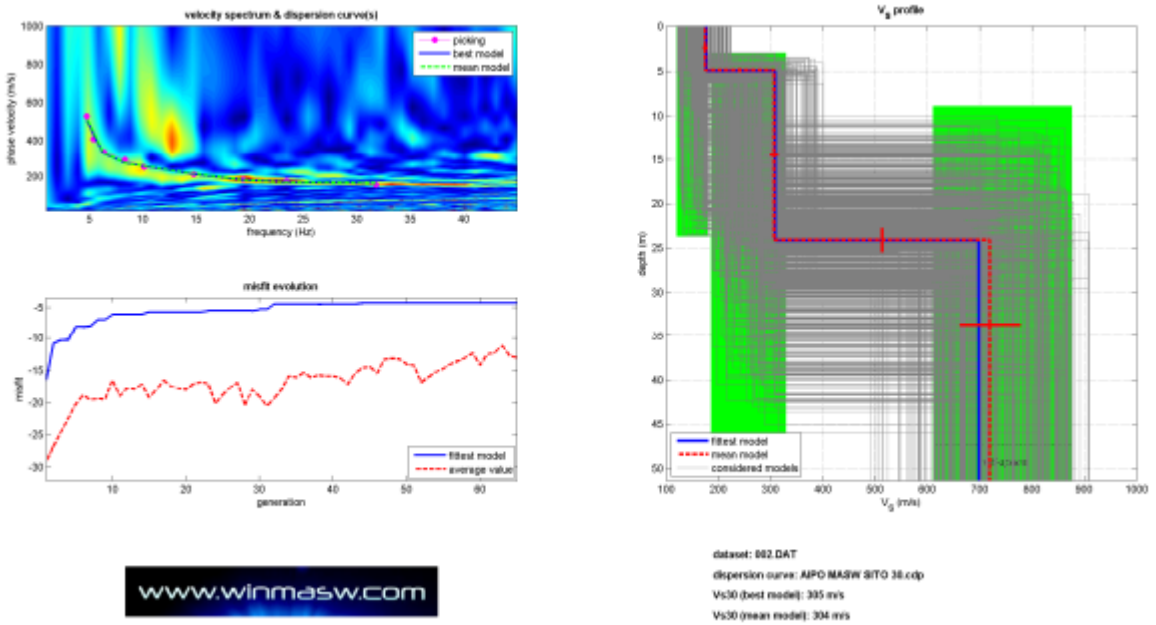


Figura 35 Prove MASW17– Valle Salimbene – Pavia - Risultati



MASW 18

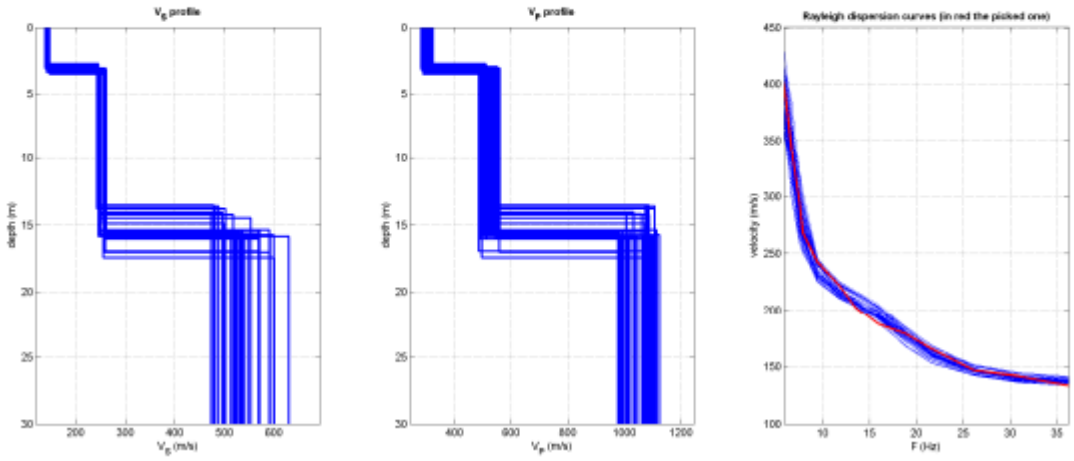
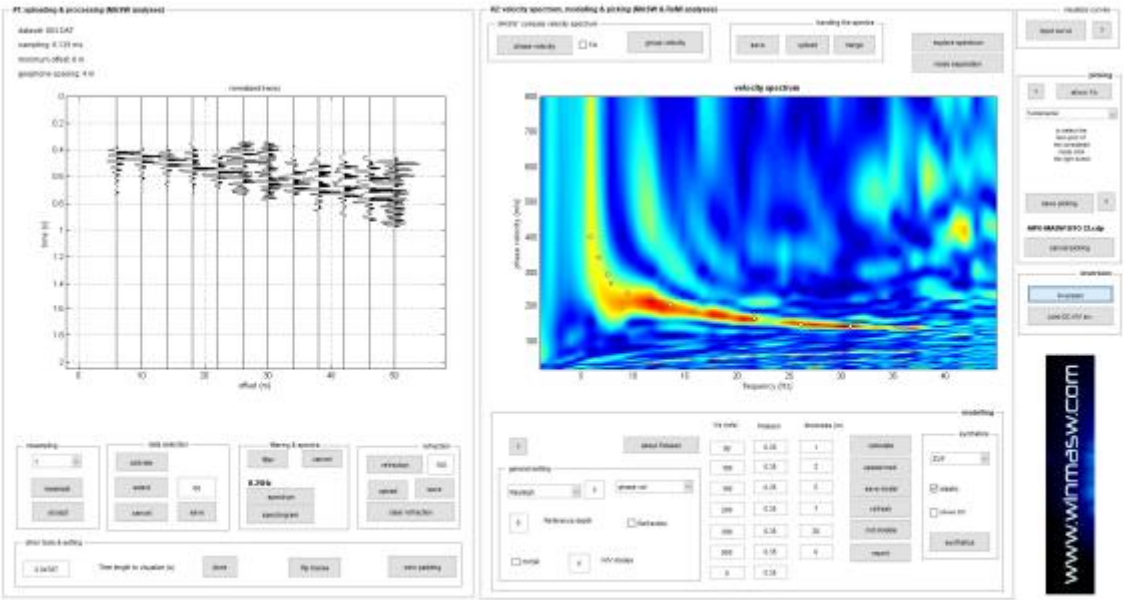


Figura 36 Prove MASW18– Valle Salimbene – Pavia



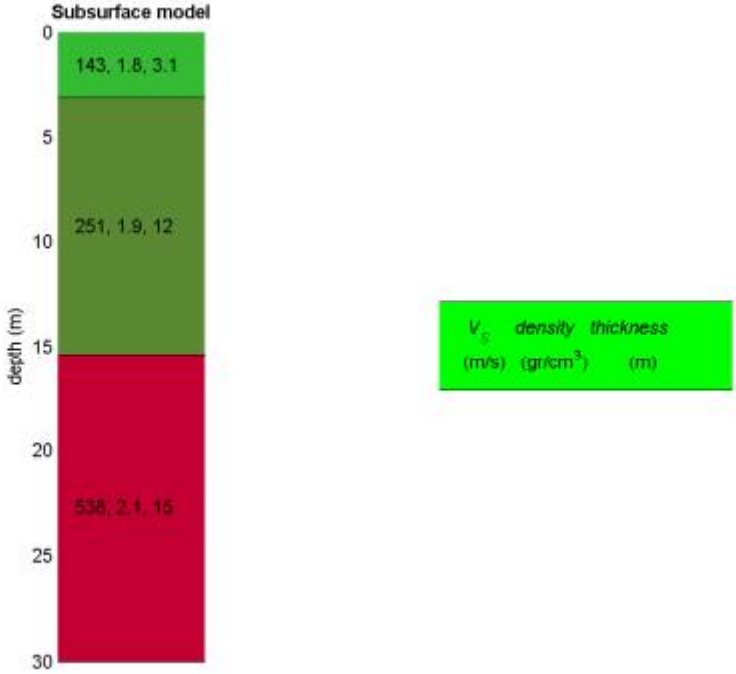
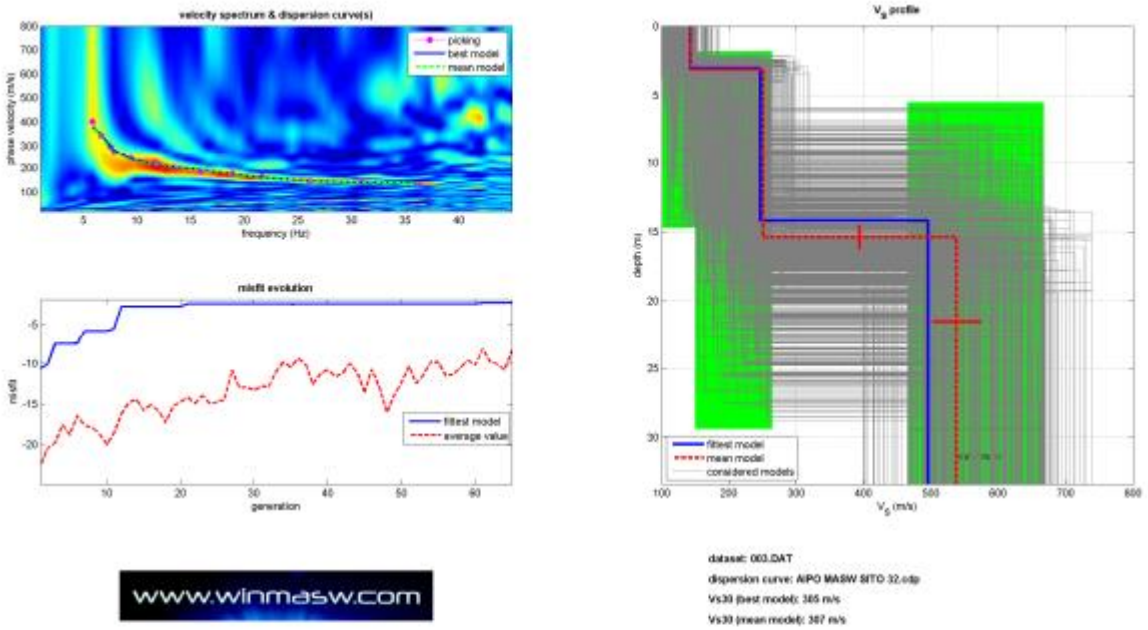


Figura 37 Prove MASW18– Valle Salimbene – Pavia - Risultati



L'elaborazione del dato di campagna ha fornito una Vs media dei quattro siti pari a <u>286 m/s</u> che, così come riportato dalle NTC 2018, permette di classificare il suolo di fondazione come "tipo C".

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Figura 38 Prove MASW– Valle Salimbene – Pavia - Conclusioni

5.2.1.2 Caratterizzazione sismica Torre dè Negri – Belgioioso - Linarolo

Figura 39 Prove MASW– Torre dé Negri – Belgioioso - Linarolo

MASW 12

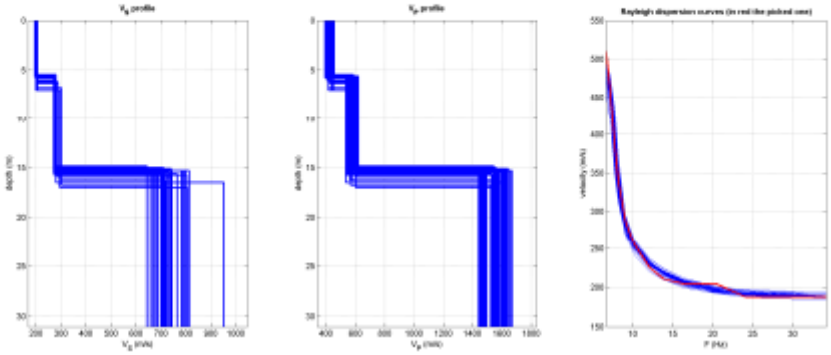
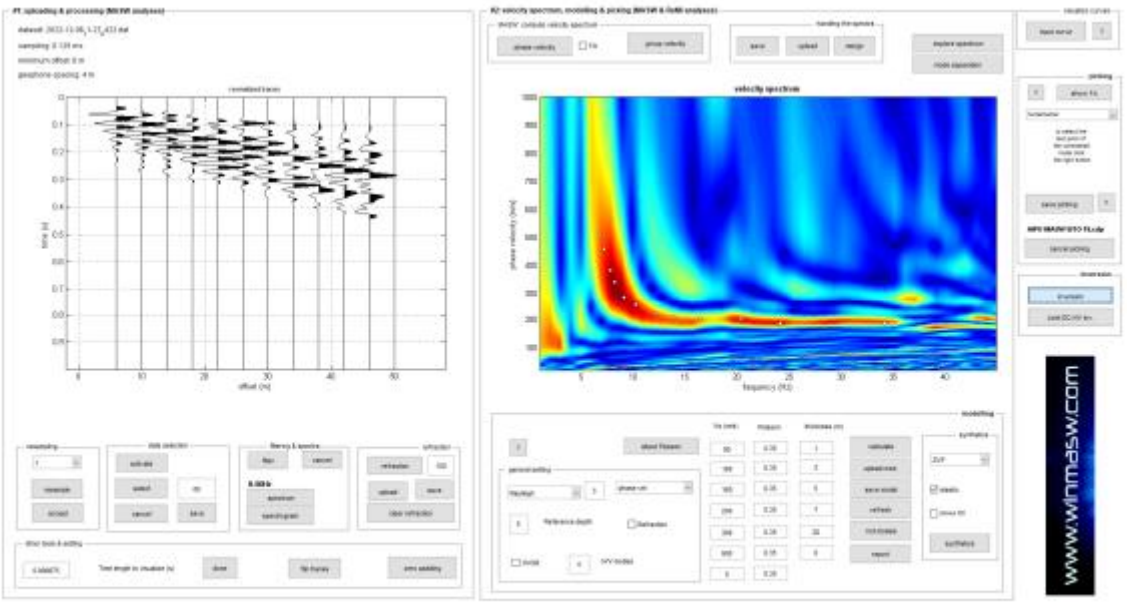


Figura 40 Prove MASW12– Torre dé Negri – Belgioioso - Linarolo



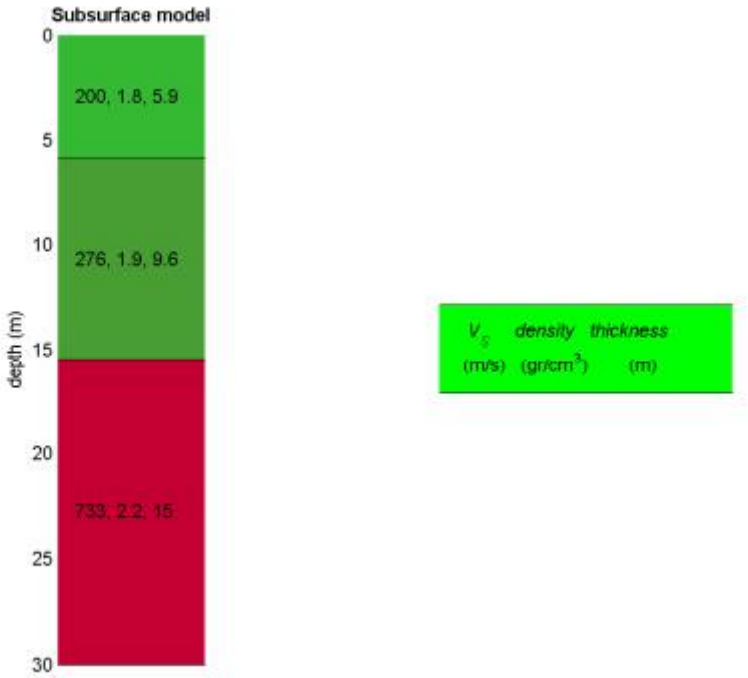
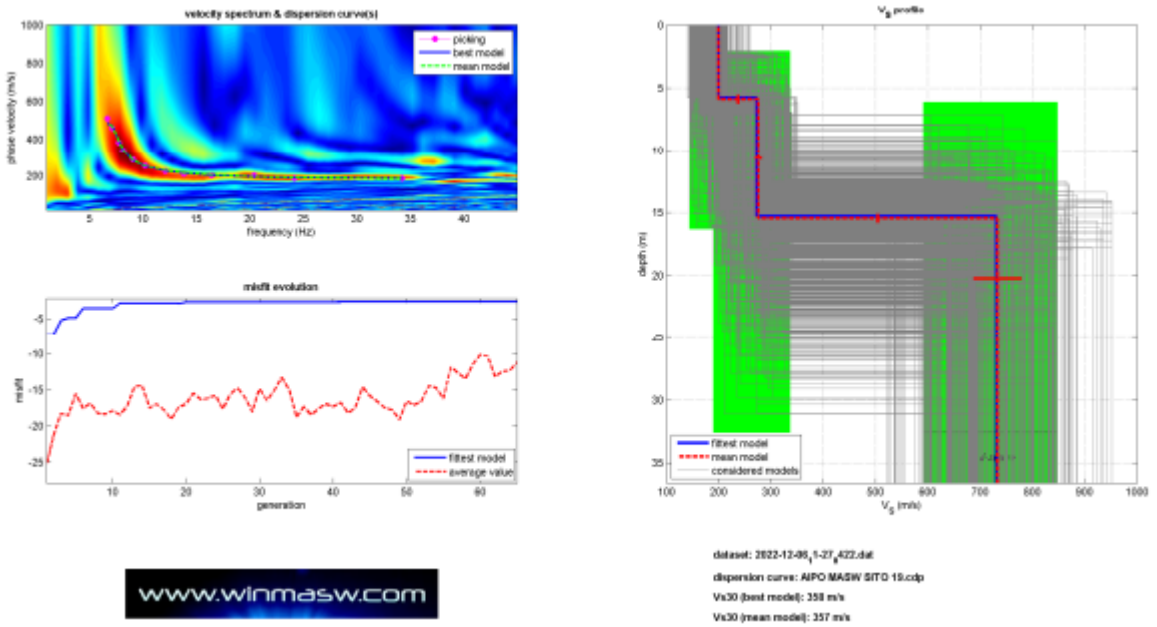


Figura 41 Prove MASW12– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo - Risultati



MASW 13

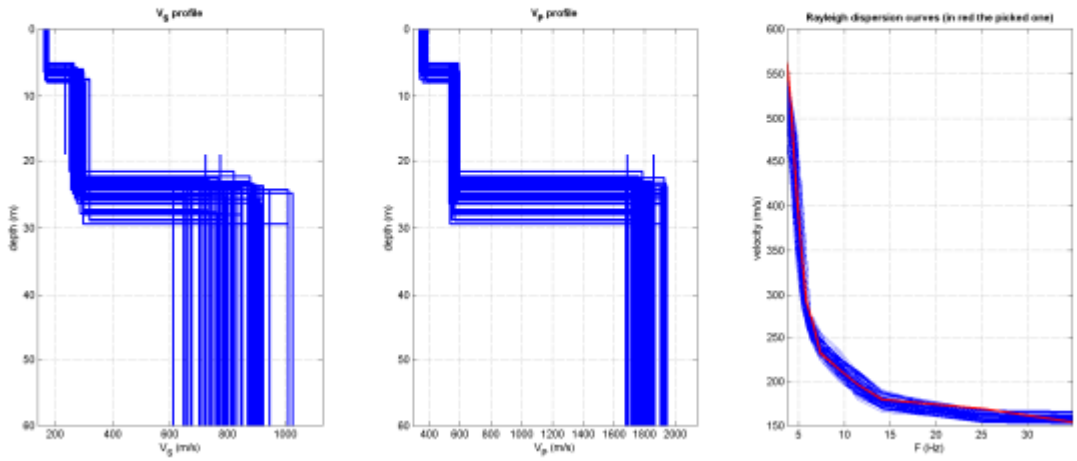
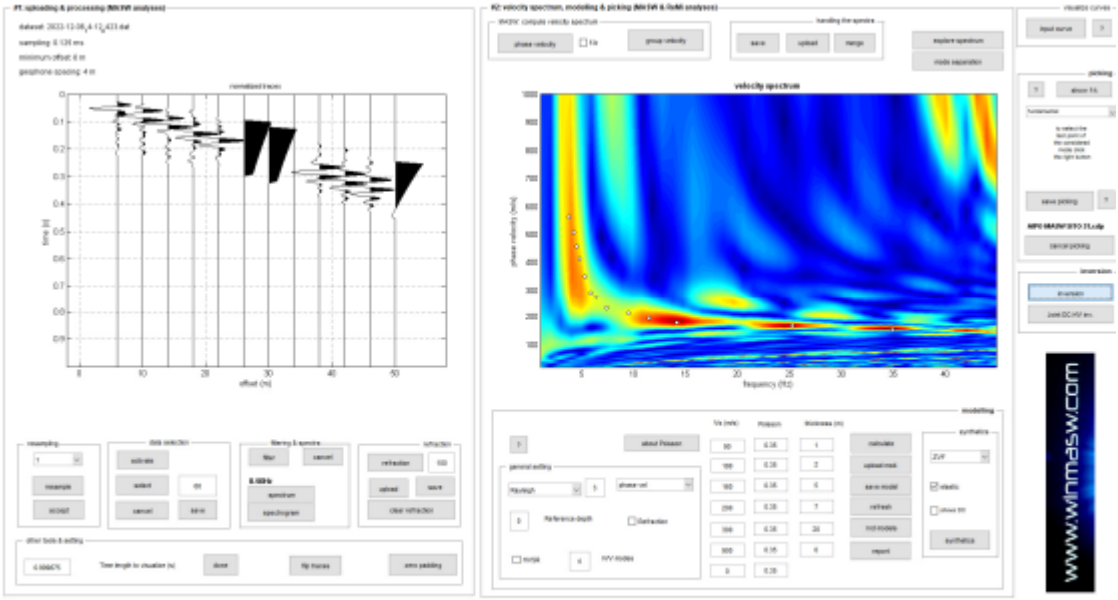


Figura 42 Prove MASW13– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo



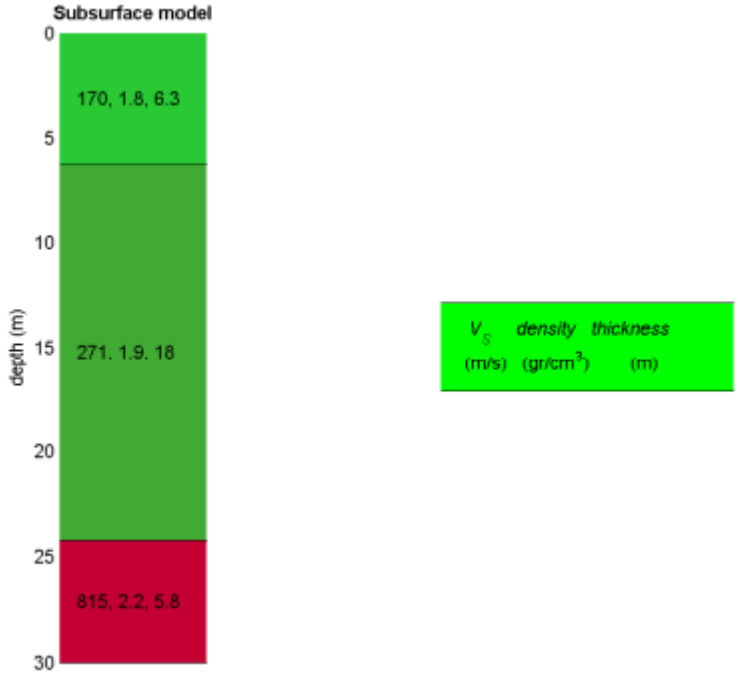
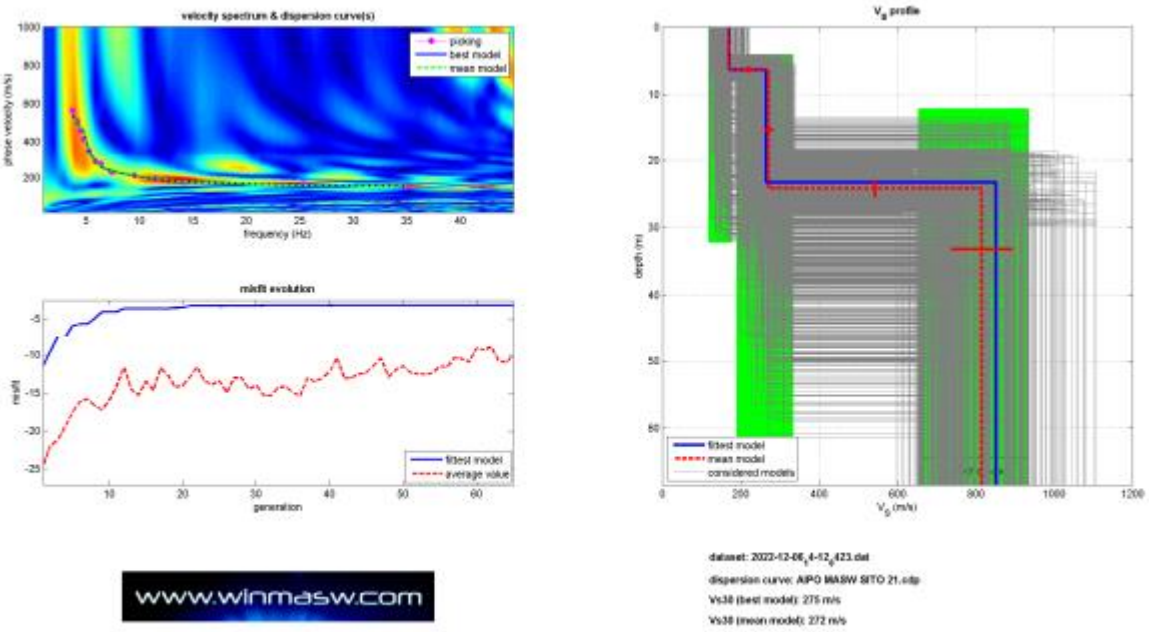


Figura 43 Prove MASW13– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo - Risultati



MASW 14

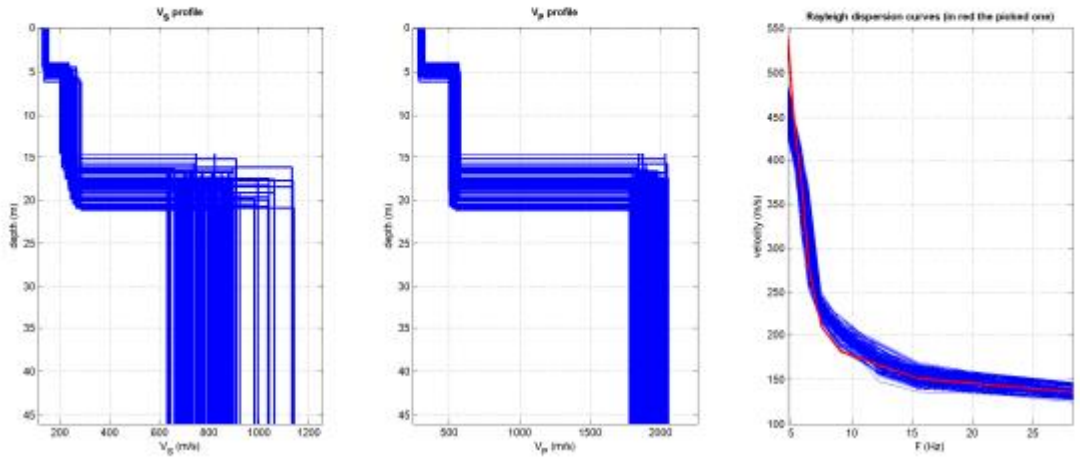
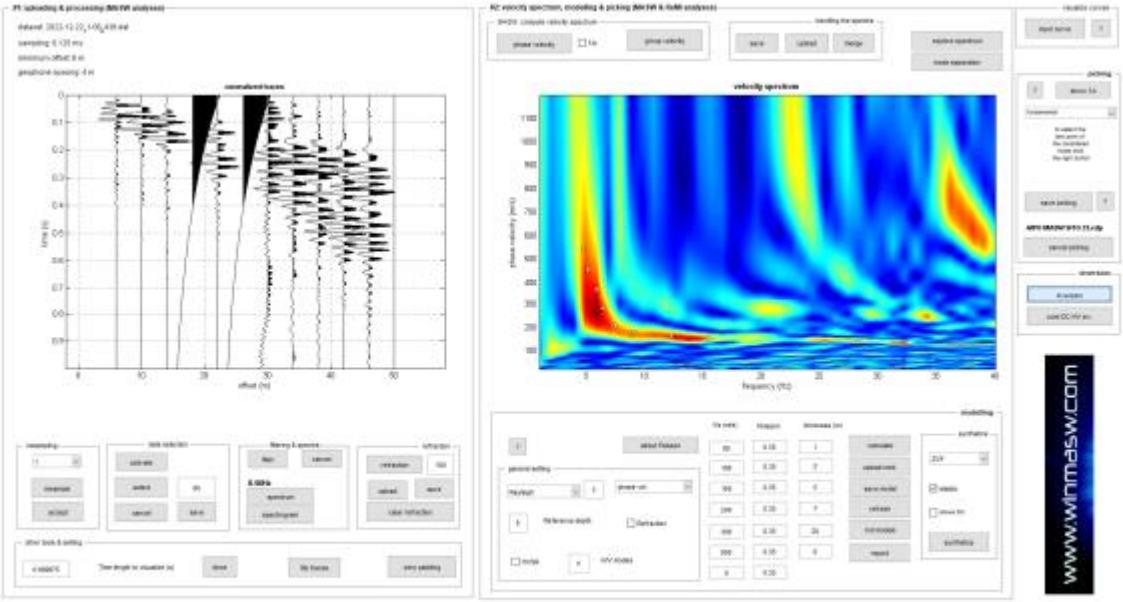


Figura 44 Prove MASW14– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo



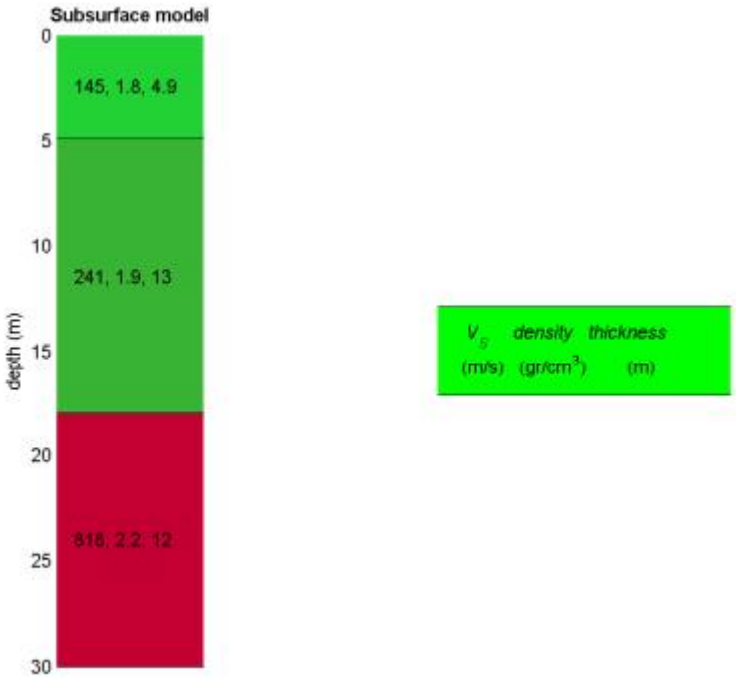
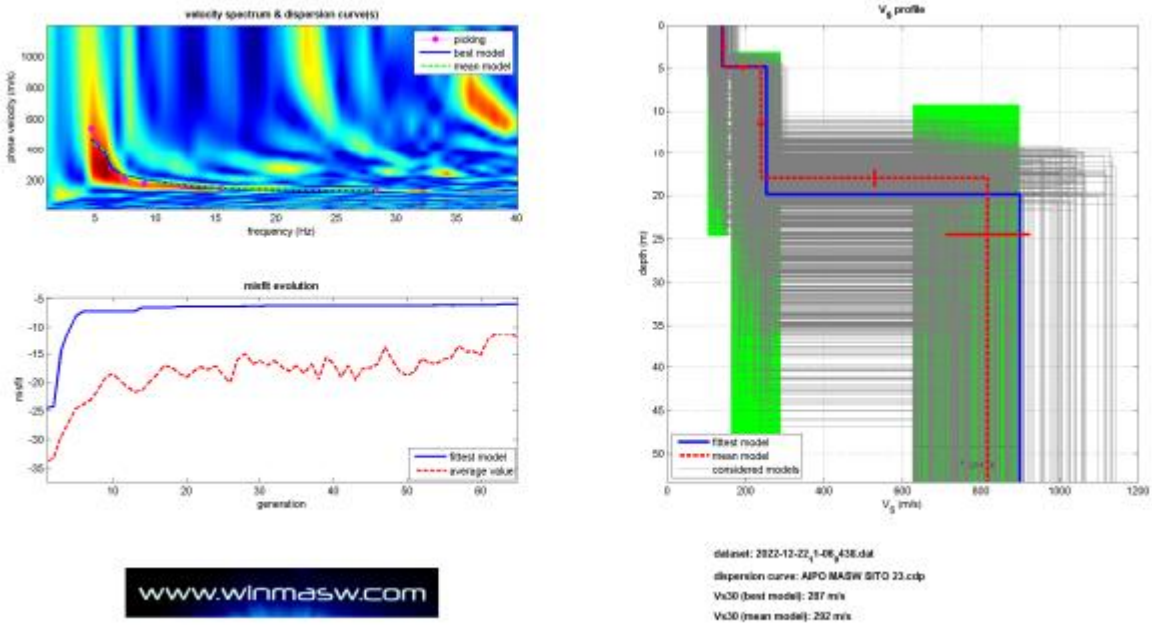


Figura 45 Prove MASW14– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo - Risultati



MASW 15

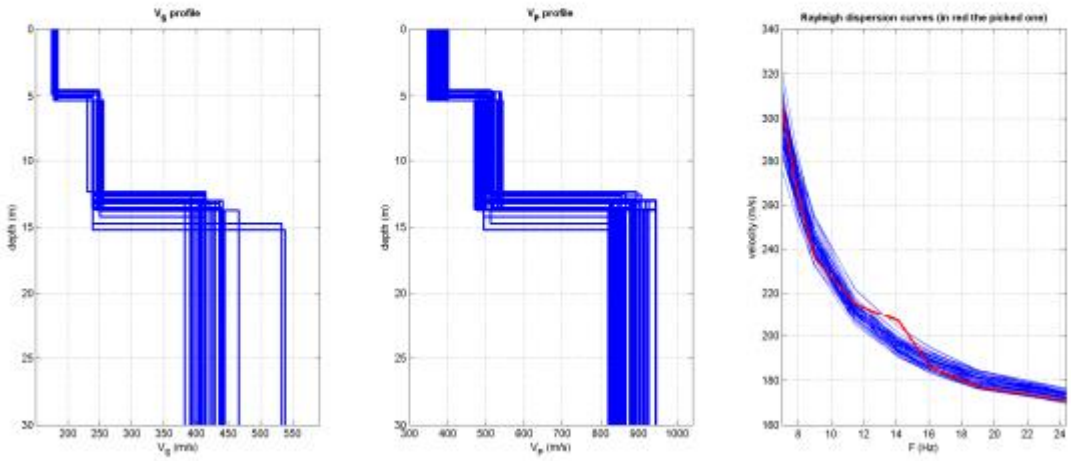


Figura 46 Prove MASW15– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo

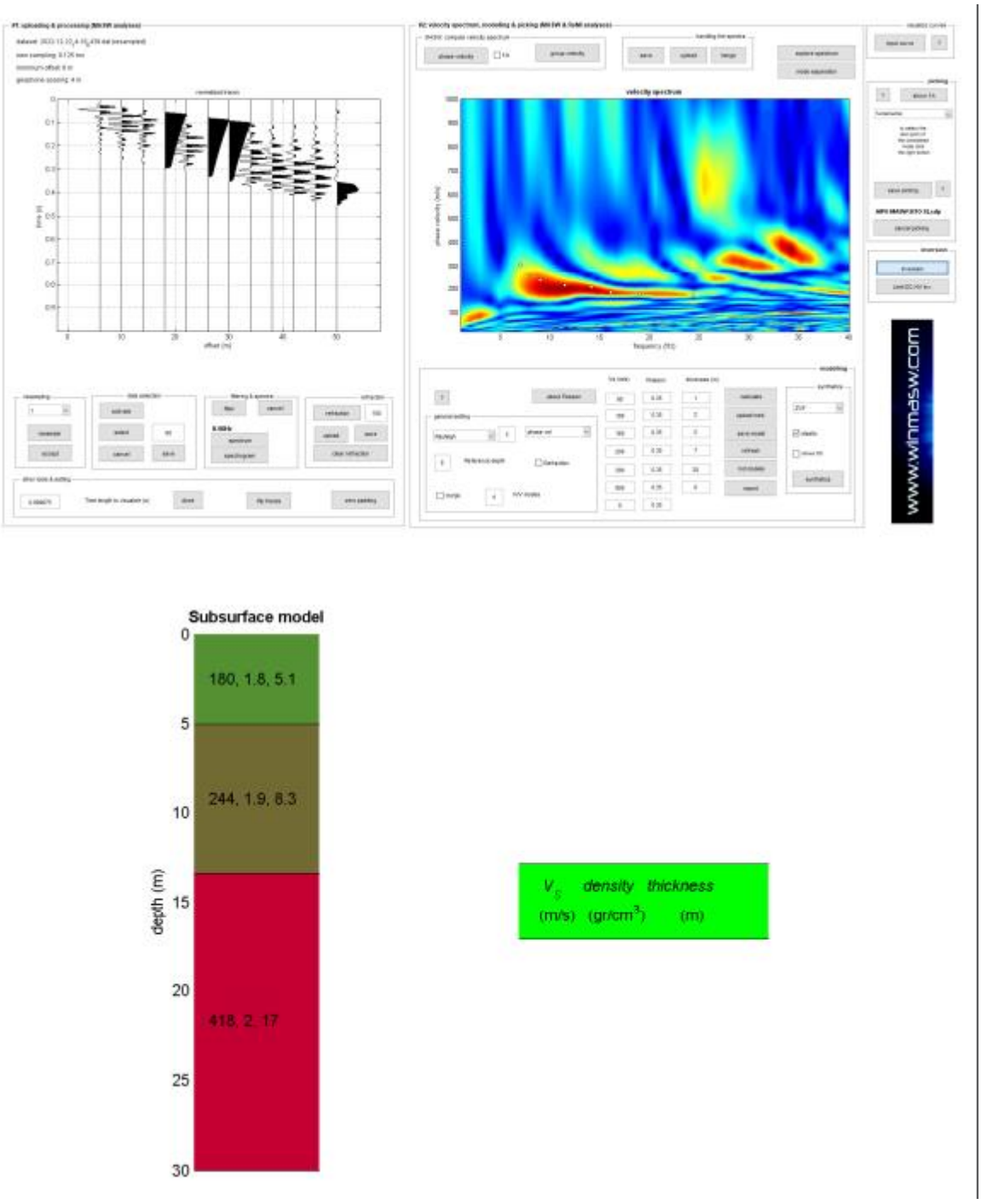
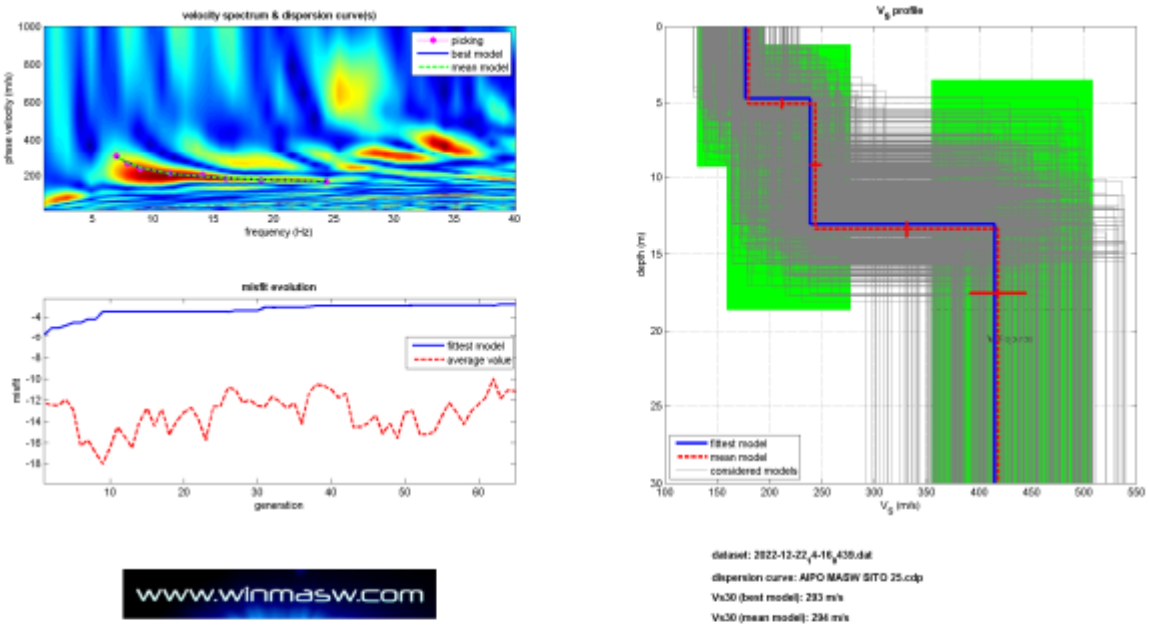


Figura 47 Prove MASW15– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo - Risultati



L'elaborazione del dato di campagna ha fornito una Vs media dei quattro siti pari a <u>303 m/s</u> che, così come riportato dalle NTC 2018, permette di classificare il suolo di fondazione come "tipo C".

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Figura 48 Prove MASW15– Torre dé Negri – Belgioioso – Linarolo - Conclusioni

6 CRITERI PROGETTUALI

La struttura viene progettata per una vita nominale pari a V_N=50 anni ed una classe d'uso II con un conseguente periodo di riferimento pari a 50 anni per le azioni simiche.

Gli obiettivi principali della progettazione riguardano la verifica per azioni da gravità e sismiche degli elementi strutturali. Nei confronti delle azioni sismiche vengono individuati quattro stati limiti (2 di esercizio e 2 ultimi) riferiti alle prestazioni della costruzione (§3.2.1 delle NTC) brevemente descritti di seguito.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il soddisfacimento dei requisiti prestazionali sopra descritti si ottiene mediante lo sviluppo delle verifiche di cui alla **Tabella 1** per la relativa classe d'uso dell'edificio.

Nel caso corrente si considerano:

Tabella 1. Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM(*)
SLE	*SLO*					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	*SLV*	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT(**)			DUT(**)		

7 METODO DI CALCOLO

I risultati sono stati ottenuti implementato modelli tridimensionali delle strutture mediante l'ausilio di codici ad elementi finiti. In alcuni casi di validazione il calcolo delle membrature è stato condotto mediante analisi analitiche classiche secondo i dettami della Scienza delle Costruzioni. Le verifiche sono state condotte secondo la teoria degli Stati Limite.

La struttura in oggetto è stata verificata avvalendosi dei seguenti programmi di calcolo:

SAP 2000 (Computers and structures) per analisi dei carichi a gravità, analisi modali e analisi dinamiche con spettro di risposta.

VCA SLU per la verifica delle sezioni in c.a. allo SLU e allo SLE;

7.1 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE SAP2000

Le analisi a gravità e non lineari a plasticità concentrata sono ottenute implementando un modello tridimensionale della struttura mediante il software a elementi finiti SAP2000, prodotto dalla Computers and Structures, Inc, Berkeley, California, USA. Tale programma permette l'analisi a elementi finiti di strutture attraverso l'analisi statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare, P-delta; consente l'utilizzo di spettri di risposta o accelerogrammi, l'inserimento di carichi mobili con il calcolo delle linee d'influenza, la modellazione di elementi frame, shell, plane, solid, link. Al fine di controllare i risultati, a corredo del codice di calcolo sono disponibili manuali d'uso sia in forma cartacea sia su supporto informatico, in cui è indicata la teoria di base di tutte le procedure implementate dal codice. È presente anche un elenco esauriente di esempi per la verifica dell'affidabilità del programma, come disposto al capitolo 10.2 delle NTC, relativi a tutti gli elementi di modellazione (es. frame, shell, ecc.) per diverse configurazioni di carico Maggiori informazioni sono reperibili al sito web di riferimento https://wiki.csiamerica.com/display/tp/SAP2000..

7.2 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE VCASLU (GELFI)

Le verifiche allo SLU e allo SLE delle diverse sezioni strutturali sono state effettuate attraverso il programma di calcolo "Sezione generica in C.A. e C.A.P. – VERIFICHE A PRESSO – FLESSIONE – Stato limite ultimo e Metodo n (elastico lineare) – Progetto a flessione e taglio di sezione rettangolare – Progetto di pilastri in zona sismica" prodotto dal prof. Piero Gelfi, versione 7.8.

Il programma VcaSlu 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. Permette inoltre di tracciare il Domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio Mx-My. I legami s-e dei materiali, adottati per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono quelli indicati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17-1-2018) e dall'Eurocodice 2 (parabola rettangolo per il calcestruzzo e legame elastico-perfettamente plastico per l'acciaio). Il programma è corredato da una serie di file esemplificativi della procedura di utilizzo e delle verifiche. Maggiori informazioni sono reperibili all'indirizzo http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software.

7.3 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE PROFI (GELFI)

Il programma contiene un data base completo dei profilati commerciali laminati a caldo per impiego strutturale (DoppioT, L, U). Sono compresi tutti i profili del catalogo ARBED (www.europrofil.lu) . Comprende inoltre le travi saldate del prontuario Italsider 1966 e i profili saldati non simmetrici del Prontuario CISIA 1977. I dati possono essere ordinati rispetto al modulo di resistenza a flessione Wy, rispetto al momento di inerzia Jy o rispetto al peso g. Per ciascun profilo, oltre alle caratteristiche geometriche e statiche, vengono calcolati, con riferimento all'EUROCODICE 3, i seguenti valori: • resistenze di progetto a compressione Nby,Rd e Nbz,Rd in base alle lunghezze di libera inflessione e alla tensione di snervamento selezionata; • resistenze di progetto a flessione Mcy,Rd e Mcz,Rd; • resistenze di progetto a taglio Vply,Rd e Vplz,Rd; • classi della sezione per compressione, per flessione e per presso-flessione; La sezione scelta può essere disegnata in scala in una form che può essere ingrandita e che contiene un menu per la stampa, per l'esportazione in formato DXF e per il disegno diretto in Autocad 14. Per i profili a doppio T si può inoltre eseguire la verifica a presso-flessione, sia semplice che deviata, comprendente la verifica di resistenza della sezione, la verifica all'instabilità della membratura e la verifica all'instabilità flesso-torsionale. Sono implementate inoltre le seguenti funzioni: - verifica dei collegamenti con Bulloni- - - verifica delle Saldature verifica delle Travi Composte Acciaio-Calcestruzzo verifica e progetto di Giunti Flangiati trave-colonna

7.4 VALIDAZIONE DEI PROGRAMMI

Per le verifiche di validazione sono state definite verifiche semplificate dei carichi agenti sulla struttura e delle azioni sui principali elementi.

7.5 CONVENZIONI DI SEGNO

Per i dati di sollecitazione ottenuti dal programma SAP si utilizza la stessa convenzione adottata dal programma di calcolo (come indicato nella figura successiva). Si osserva che gli assi locali sono indicati come segue: asse 1 = rosso; asse 2 = bianco, 3 = azzurro.

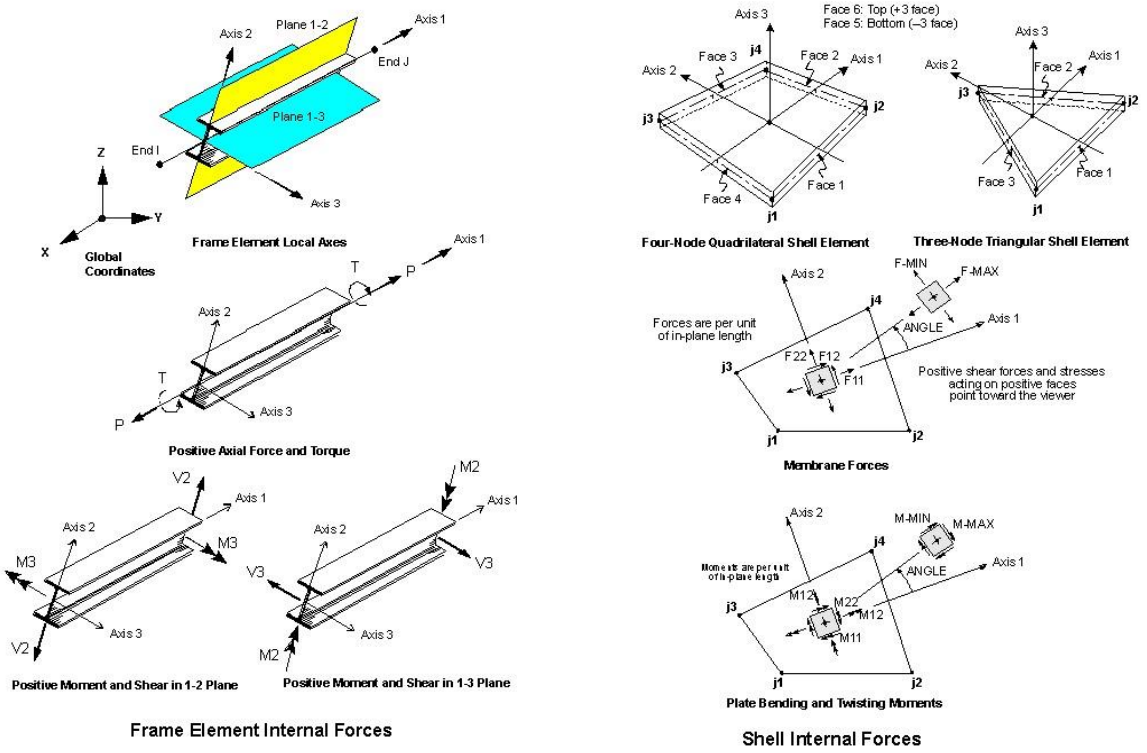


Figura 49 Convenzione di segno Sap2000

Per le verifiche effettuate utilizzando il programma "Verifica C.A. S.L.U" (Gelfi) si utilizzano le convenzioni relative: l'azione assiale è positiva se di compressione mentre i momenti flettenti Mx e My sono positivi se comprimono le fibre dalla parte degli assi positivi (spigolo in alto a destra); sono positive le tensioni di trazione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio; i segni sono inoltre indicati dal colore blu per le trazioni e rosso per le compressioni. Per le verifiche allo SLE le tensioni di compressione sono negative e quelle di tensione sono positive

8 ANALISI CONDOTTE

8.1 TIPI DI ANALISI

Per il calcolo delle azioni agenti si sono condotti i seguenti tipi di analisi su diversi modelli di tipo locale e globale:

- *analisi numeriche ed analitiche per i carichi da gravità;*
- *analisi secondo i tradizionali metodi della scienza delle costruzioni a supporto e verifica dei risultati forniti dal modello ad elementi finiti;*
- *analisi lineare dinamica modale con spettro di progetto per la verifica ad azione sismica.*

8.2 DESCRIZIONE DEI MODELLI NUMERICI

Sono stati implementati tre differenti modelli numerici, con il programma di calcolo Sap2000, per la determinazione della domanda statica e sismica dei vari elementi strutturali che costituiscono i ponti

ciclo-pedonali in esame. Sap2000 contiene al proprio interno un catalogo di profili conforme agli standard UNI e un abaco di materiali affine alla normativa vigente NTC18.

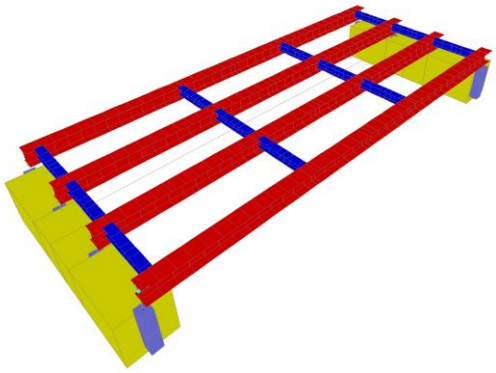
8.2.1 PONTE PEDONALE "2B"

Per il ponte pedonale denominato "2B" si è realizzato un modello in cui per l'impalcato sono state modellate le n.4 travi principali portanti (l=9,25 m) e le n. 4 travi secondarie (l=3,78m – i=2,9m) di solo irrigidimento trasversale come elementi finiti di tipo frame. Le travi secondarie sono state considerate vincolate alle principali con un release a momento per le successive verifiche a deformazione e di resistenza del profilo mentre vincolate ad incastro per la verifica a momento della connessione.

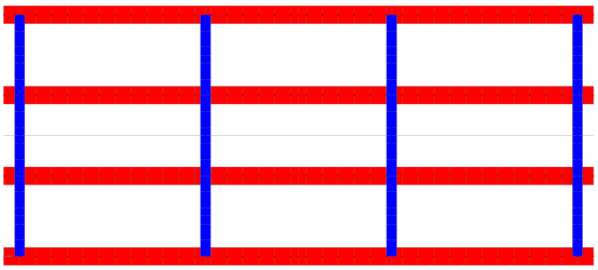
I dispositivi di appoggio sono stati modellati come link lineari a cui è stata assegnata opportuna rigidezza assiale e trasversale a seconda del grado di vincolo offerto. Lo schema di vincolo per gli appoggi adottato è rappresentato al capitolo 20.

Le spalle del ponte sono state modellate come elementi finiti monodimensionali di tipo frame.

I link degli appoggi sono collegati direttamente all'asse baricentrico delle travi di impalcato e tramite link rigidi agli elementi frame delle spalle.



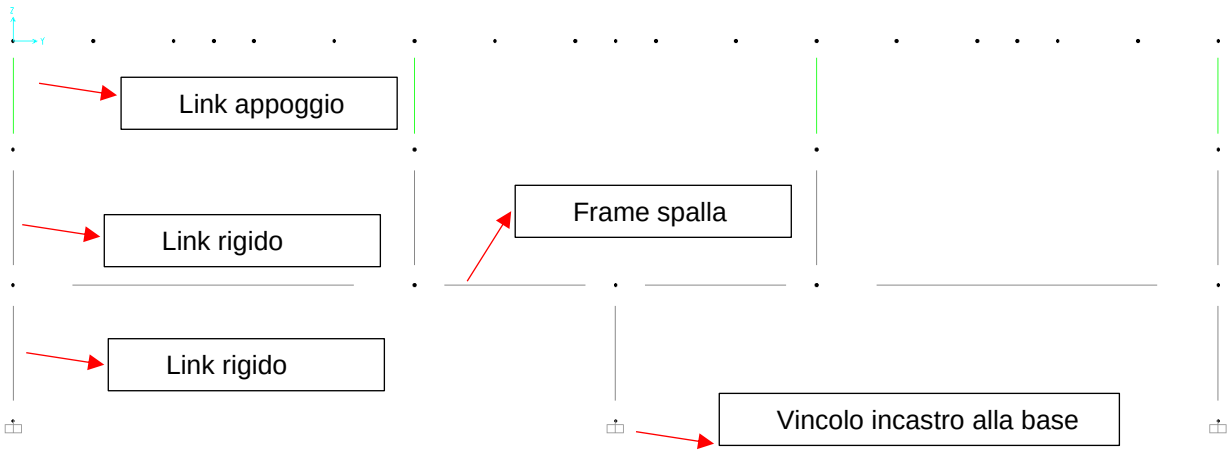
Vista 3D



Vista dall'alto (piano XY)

Vista longitudinale (piano XZ)

Vista trasversale impalcato (piano YZ)



Dettaglio collegamento link di appoggio tra sovrastruttura e sottostruttura

Figura 50 Viste Modello Sap 2000

I n.3 micropali di fondazione vengono modellati come incastri perfetti a terra. La spalla risulta quindi una trave (testa-palo) appoggiata su tre appoggi.

Si riepilogano in Tabella 2 la tipologia di elemento finito dei vari elementi strutturali e i valori delle costanti elastiche e delle rigidezze utilizzati nel modello:

Tabella 2. Riepilogo tipologia elementi e costanti elastiche

ELEMENTO	TIPO E.F.	MAT.	E [MPa]	v	K_1 [kN/m]	K_2 [kN/m]	K_3 [kN/m]	R_1 [kNm/rad]	R_2 [kNm/rad]	R_3 [kNm/rad]
Travi princ.	Frame HEB280 L=9,25 m	Acciaio	210'000	-	-	-	-	-	-	-
Travi sec.	Frame HEB160 L=1,26	Acciaio	210'000	-	-	-	-	-	-	
Spalle	Frame B=0,90m H=0,85m	Cls armato	31'475,81 *	-	-	-	-	-	-	-
Appoggio Fisso X e Y	Link lineare	-	-	-	1'100'000	100'000	100'000	0,1	0,1	0,1
Appoggio Fisso X	Link lineare	-	-	-	1'100'000	100'000	1'000	0,1	0,1	0,1
Appoggio Fisso Y	Link lineare	-	-	-	1'100'000	1'000	100'000	0,1	0,1	0,1
Appoggio libero X e Y	Link lineare	-	-	-	1'100'000	1'000	1'000	0,1	0,1	0,1

Il peso proprio totale G_1 della soletta, i carichi permanenti non strutturali G_2 e il variabile Q della neve sono stati assegnato come carichi uniformemente distribuiti per unità di superficie applicati direttamente alle shell.

I carichi variabili da traffico (folla compatta e carico veicolare di manutenzione) sono stati applicati come carichi "moving load" per tenere conto della massimizzazione (o minimizzazione) degli effetti secondo il criterio delle linee di influenza.

Il carico della temperatura è stato applicato come carico "temperature" applicato uniformemente sia alle shell che ai frame dell'impalcato. Il coefficiente di dilatazione termica utilizzato è pari a $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}/°C$ per le strutture miste in acciaio calcestruzzo:

Materiale	α_T [10^{-6}/°C]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

Figura 51 Tabella 3.5.III Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente - NTC2018

Per tutti i valori dei carichi applicati nel modello vedere capitolo seguente 0 e i relativi paragrafi.

8.2.2 PONTI PEDONALI "1C" E "1D"

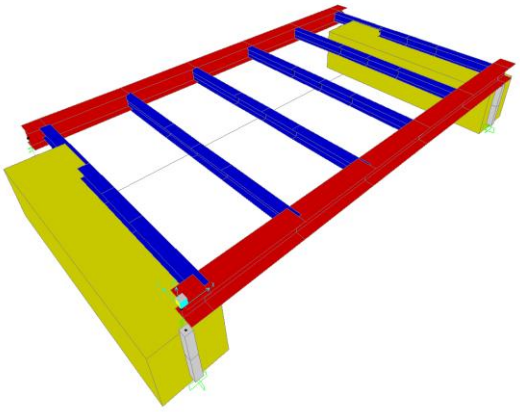
Per i ponti pedonali denominati "1C" e "1D" si è realizzato un modello in cui per l'impalcato sono state modellate le n.2 travi principali portanti (l=6,75m) e le n. 5 travi secondarie (l=3,78 – i=1,25m) come elementi finiti di tipo frame.

Le travi secondarie sono state considerate vincolate alle principali con un release a momento per le successive verifiche a deformazione e di resistenza del profilo mentre vincolate ad incastro per la verifica a momento della connessione.

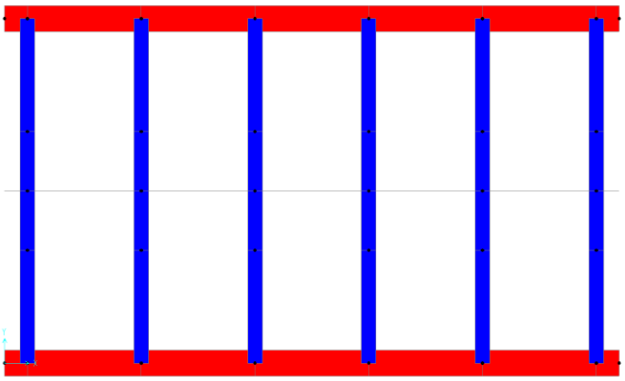
I dispositivi di appoggio sono stati modellati come link lineari a cui è stata assegnata opportuna rigidezza assiale e trasversale a seconda del grado di vincolo offerto.

Le spalle del ponte sono state modellate come elementi finiti monodimensionali di tipo frame.

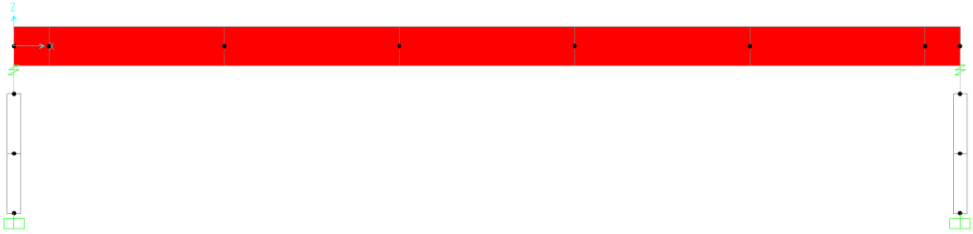
I link degli appoggi sono collegati direttamente all'asse baricentrico delle travi di impalcato e tramite link rigidi agli elementi frame delle spalle.



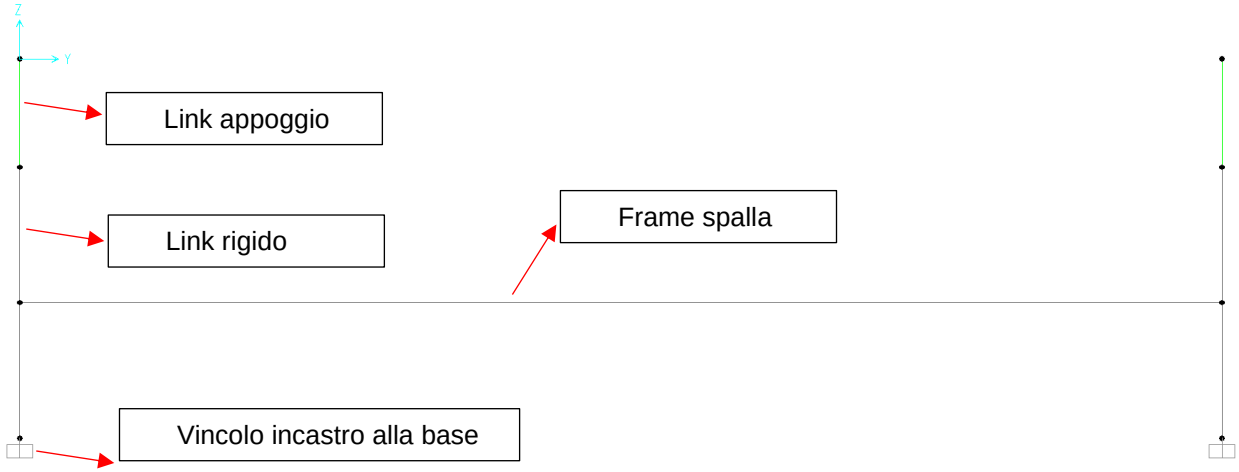
Vista 3D



Vista dall'alto (piano XY)



Vista longitudinale (piano XZ)



Dettaglio collegamento link di appoggio tra sovrastruttura e sottostruttura

Figura 52 Viste Modello Sap 2000

I n.2 micropali di fondazione vengono modellati come incastri perfetti a terra. La spalla risulta quindi una trave (testa-palo) appoggiata su due appoggi.

Si riepilogano in Tabella 2 la tipologia di elemento finito dei vari elementi strutturali e i valori delle costanti elastiche e delle rigidezze utilizzati nel modello:

Tabella 3. Riepilogo tipologia elementi e costanti elastiche

ELEMENTO	TIPO E.F.	MAT.	E [MPa]	v	K_1 [kN/m]	K_2 [kN/m]	K_3 [kN/m]	R_1 [kNm/rad]	R_2 [kNm/rad]	R_3 [kNm/rad]
Travi princ.	Frame HEB280 L=6,75m	Acciaio	210'000	-	-	-	-	-	-	-
Travi sec.	Frame HEB160 L=3,78m	Acciaio	210'000	-	-	-	-	-	-	
Spalle	Frame B=0,90m H=0,85m	Cls armato	31'475,81	-	-	-	-	-	-	-
Appoggio Fisso X e Y	Link lineare	-	-	-	1'550'000	50'000	50'000	0,1	0,1	0,1
Appoggio Fisso X	Link lineare	-	-	-	1'550'000	50'000	1'300	0,1	0,1	0,1
Appoggio Fisso Y	Link lineare	-	-	-	1'550'000	1'300	50'000	0,1	0,1	0,1
Appoggio libero X e Y	Link lineare	-	-	-	1'550'000	1'300	1'300	0,1	0,1	0,1

Il peso proprio totale G_1 della soletta, i carichi permanenti non strutturali G_2 e il variabile Q della neve sono stati assegnato come carichi uniformemente distribuiti per unità di lunghezza applicati direttamente agli elementi frame delle travi secondarie.

I carichi variabili da traffico (folla compatta e carico veicolare di manutenzione) sono stati applicati come carichi "moving load" per tenere conto della massimizzazione (o minimizzazione) degli effetti secondo il criterio delle linee di influenza.

Il carico della temperatura è stato applicato come carico "temperature" applicato uniformemente ai frame dell'impalcato. Il coefficiente di dilatazione termica utilizzato è pari a $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}/°C$per le strutture miste in acciaio calcestruzzo:

Materiale	α_T [10^{-6}/°C]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

Figura 53 Tabella 3.5.III Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente - NTC2018

Per tutti i valori dei carichi applicati nel modello vedere capitolo seguente 0 e i relativi paragrafi.

9 CARATTERISTICHE DEI NUOVI MATERIALI

Nel dimensionare le strutture relative ai diversi manufatti in esame si sono utilizzati i seguenti materiali, le cui caratteristiche di resistenza vengono stabilite in base alla normativa basata sul metodo semi probabilistico agli stati limite:

9.1 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA PONTI CICLOPEDONALI

Elementi strutturali	profili impalcato e relative piastre di collegamento
Denominazione	S275 – J2 da UNI10025
Classe di esecuzione	EXC3
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	1,00 %
Resistenza allo snervamento	f_{yk} = 275 Mpa per t<40mm
Resistenza a rottura	f_{tk} = 510 Mpa per t<40mm
Coefficiente di sicurezza	γ_M = 1,05
Resistenza di progetto	f_{yd} = 261,90 Mpa
Modulo elastico (E_s)	E_s = 210000 MPa

Elementi strutturali	profili parapetto e relative piastre di collegamento
Denominazione	S235 – J2 da UNI10025
Classe di esecuzione	EXC3
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	1,00 %
Resistenza allo snervamento	f_{yk} = 275 Mpa per t<40mm
Resistenza a rottura	f_{tk} = 510 Mpa per t<40mm
Coefficiente di sicurezza	γ_M = 1,05
Resistenza di progetto	f_{yd} = 261,90 Mpa
Modulo elastico (E_s)	E_s = 210000 MPa

9.2 ACCIAIO PER LAMIERA GRECATA

Denominazione	S280GD secondo la norma UNI EN 10147
Classe di esecuzione	EXC3

9.3 ACCIAIO PER PIOLATURA MECCANICA SOLETTA E TRAVI

Denominazione connettore a piolo per acciaio CTF105 Tecnaria (o similare equivalente)

9.4 BULLONI E TIRAFONDI PER CARPENTERIA METALLICA

Denominazione vite	8.8 (alta resistenza)
Denominazione dado	8 (alta resistenza)
Allungamento ultimo di progetto	1,00 %
Resistenza allo snervamento	f_{yb} = 640 MPa
Resistenza a rottura	f_{tb} = 800 MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1,25

9.5 CALCESTRUZZO

Elementi strutturali	Spalla (Trave testa palo)
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica:	R_{ck} = 30 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	f_{ck} = 25 MPa
Densità per unità di volume	ρ=2500 kg/m^3
Modulo elastico (E_{lcm})	[22000*(f_{cm}/10)$^{0.3}$] = 31'475,81 MPa
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Deformazione ultima a flessione	-0,35 %
Deformazione ultimo a compressione	-0,20 %
Coefficiente di sicurezza	γ_c = 1,5
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	f_{cd} = (0.85*25) /1,5= 14,17 MPa
Classe di esposizione	XC2
Dimensione massima inerte	25 mm
Slump	S4

Elementi strutturali	Soletta
Classe di resistenza	C30/37
Resistenza caratteristica cubica:	R_{ck} = 37 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	f_{lck} = 30 MPa
Densità per unità di volume	ρ=2500 kg/m^3
Modulo elastico (E_{lcm})	[22000*(f_{cm}/10)$^{0.3}$] = 32'836,57 MPa
Legge costitutiva	parabola rettangolo
Deformazione ultima a flessione	-0,35 %
Deformazione ultimo a compressione	-0,20 %
Coefficiente di sicurezza	γ_c = 1,5
Resistenza di progetto a compressione (lunga durata)	f_{cd} = (0.85*30) /1.5= 17 MPa
Classe di esposizione	XC3
Dimensione massima inerte	16 mm
Slump	S5

9.6 ACCIAIO PER C.A.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
Allungamento ultimo di progetto	1,00 %
Resistenza allo snervamento	f_y = 450 MPa
Resistenza a rottura	f_t = 540 MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s = 1,15
Resistenza di progetto	f_{yd} = 391,3 Mpa

10 DURABILITA'

Al fine di proteggere le armature dalla corrosione si deve rispettare un valore limite di copriferro. Per massimizzare la protezione delle armature, si calcola il valore minimo del copriferro prendendo il massimo dai valori forniti dalla Circolare 2019 delle NTC18 (

Tabella 4 - per costruzioni con vita nominale pari a 50 anni) e l'Eurocodice 2 [7].

Nel caso in esame si considera per sia per la sottostruttura (spalle) che per la sovrastruttura (soletta d'impalcato) un ambiente ordinario.

Seguendo le NTC18, si ottiene:

1. *Per la soletta collaborante d'impalcato (barre da c.a. di elementi a piastra) con cls di classe di resistenza C30/37 e di esposizione XC3 un valore di copriferro minimo C_{min}=20 mm;*
2. *Per i cordoli in c.a della soletta d'impalcato (barre da c.a. di altri elementi) con cls di classe di resistenza C30/37 e di esposizione XC3 un valore di copriferro minimo C_{min}=25 mm;*
3. *Per le spalle (barre da c.a. di altri elementi) con cls di classe di resistenza C25/30 e di esposizione XC2 un valore di copriferro minimo C_{min}=25 mm;*

Tabella 4 C4.1.IV Copriferro minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tabella 5. Classi di resistenza indicativa – Prospetto E.1N Eurocodice 2

	Exposure Classes according to Table 4.1									
Corrosion										
	Carbonation-induced corrosion				Chloride-induced corrosion			Chloride-induced corrosion from sea-water		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Indicative Strength Class	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Damage to Concrete										
	No risk	Freeze/Thaw Attack			Chemical Attack					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Indicative Strength Class	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45			

La classe di resistenza del calcestruzzo rispetta anche i limiti definiti dal prospetto 5 delle UNI11104 (**Tabella 6**).

Tabella 6. Valori limite per la composizione e proprietà del calcestruzzo – UNI11104

prospetto 5 **Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto *a/c*	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37,	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m³) [d]	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												[b]	4,0[a]					
Altri requisiti						E' richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						E' richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[c]		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI CEN/TS 12390 -9, UNI CEN/TR 15177 o UNI 7087 per la relativa classe di esposizione. Il valore minimo di aria inglobata del 4% può ritenersi adeguato per calcestruzzi specificati con D_{upper} >20mm; per D_{upper} inferiori il limite minimo andrà opportunamente aumentato (ad esempio 5% per D_{upper} tra 12 mm e 16 mm).
b) Qualora si ritenga opportuno impiegare calcestruzzo aerato anche in classe di esposizione XF1 si adottano le specifiche di composizione prescritte per le classi XF2 e XF3.
c) Cementi resistenti ai solfati sono definiti dalla UNI EN 197-1 e su base nazionale dalla UNI 9156. La UNI 9156 classifica i cementi resistenti ai solfati in tre classi: moderata, alta e altissima resistenza solfatica. La classe di resistenza solfatica del cemento deve essere prescelta in relazione alla classe di esposizione del calcestruzzo secondo il criterio di corrispondenza della UNI 11417-1.
d) Quando si applica il concetto di valore *k* il rapporto massimo a/c e il contenuto minimo di cemento sono calcolati in conformità al punto 5.2.2.

Ai valori dei copriferri indicati vanno aggiunti 10mm per tolleranze di posa, ricapitolando si ottiene:

1. *Per la soletta collaborante d'impalcato un valore di copriferro minimo C=30 mm;*
2. *Per i cordoli in c.a della soletta d'impalcato un valore di copriferro minimo C=35 mm;*
3. *Per le spalle un valore di copriferro minimo C=35 mm;*

Seguendo invece la progettazione secondo [7]:

I copriferri netti di progetto indicano la distanza tra la superficie più esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.

Il copriferro è definito come il copriferro minimo c_{min} più un margine di progetto per gli scostamenti Δc_{dev}:

$$c_{netto} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Il valore di c_{min} è da intendersi come il valore massimo fra il copriferro minimo richiesto per durabilità e per resistenza al fuoco (nel caso fosse richiesto).

I copriferri minimi indicati in normativa UNI EN 1992-1-1:2005 sono netti.

Il copriferro minimo delle armature deve tenere conto della classe di esposizione e della classe strutturale. La classe strutturale raccomandata è S4 e le modifiche raccomandate della normativa sono date dalla seguente tabella:

Tabella 7: UNI EN 1992-1-1:2005, prospetto 4.3N Classificazione strutturale raccomandata

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza 1) 2)	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Per il seguente elemento strutturale in progetto è stato considerato la seguente classe:

Tabella 8: Classi strutturali di progetto

Elemento strutturale	Classe Esposizione	Classe strutturale	Modifiche apportate
Spalle	XC2	S4	
Soletta	XC3	S3	Elemento di forma simile ad una soletta: ridurre di 1 classe

Per l'Eurocodice 2 il calcolo del copriferro minimo è il seguente:

Dove

$$C_{min} = max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta_{Cdur,\gamma} - \Delta_{Cdur,st} - \Delta_{Cdur,add}; 10mm\}$$

I valori di $\Delta_{Cdur,\gamma}$, $\Delta_{Cdur,st}$ e $\Delta_{Cdur,add}$ sono assunti pari a 0.

Dal prospetto 4.2 si ricava il valore di$C_{min,b}$:

Tabella 9. Copriferro minimi $C_{min,b}$ – Prospetto 4.2 Eurocodice 2

prospetto 4.2 **Copriferro minimo, $c_{min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza**

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ *)
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

$C_{min,b} = 20\ mm$; (diametro barre longitudinali – sottostruttura)

$C_{min,b} = 10\ mm$; (diametro barre longitudinali – soletta)

Tabella 10: UNI EN 1992-1-1:2005, prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo c_{min}

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Il margine di progetto per gli scostamenti Δc_{dev} considerato è pari a 10 mm in quanto l'esecuzione non è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri. Tale valore rispetta la raccomandazione dell'eurocodice 2 descritte nel punto 4.4.1.3:

Nota La riduzione di Δc_{dev} da adottare in uno Stato in tali circostanze può essere reperita nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev}, può essere ridotto a:

  $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$ (4.3N)

- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto a:

  $10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$ (4.4N)

Si riassumono di seguito i dati principali del progetto:

Tabella 11: Valori di copriferro di progetto

Elemento strutturale	Classe Esposizione	Classe strutturale	$C_{min\ EC2}$ [mm]	C_{min} NTC18 [mm]	$C_{min,max}$ [mm]	C_{dev} [mm]	C_{NOM} [mm]	C_{prog} [mm]
Spalle	XC2	S4	25	25	25	10	35	**35**
Soletta	XC3	S3	20	20	20	10	30	**30**
Cordoli soletta	XC3	S4	25	25	25	10	35	**35**

11 ANALISI DEI CARICHI STATICI

Nel seguito è riportata la classificazione delle azioni sulle strutture secondo la variazione della loro intensità nel tempo prevista dal D.M. del 17 gennaio 2018 (§2.5.1.3):

PERMANENTI (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- *peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);*
- *peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);*
- *spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;*
- *presollecitazione (P).*

VARIABILI (q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- *sovraccarichi;*
- *azioni del vento;*
- *azioni della neve;*
- *azioni della temperatura.*

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

ECCEZIONALI (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- *incendi;*
- *esplosioni;*
- *urti ed impatti;*

SISMICHE (E): azioni derivanti dai terremoti.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

11.1 AZIONI DI CALCOLO PER GRAVITÀ

Nella loro completezza, le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti stradali sono:

AZIONI PERMANENTI

G_1 = peso proprio delle strutture

G_2 = carichi permanenti portati

G_3 = altre azioni permanenti

DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

ε_1 = distorsioni e pre-sollecitazioni di progetto

ε_2 = ritiro del calcestruzzo

ε_3 = viscosità

ε_4 = cedimenti vincolari

AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

q_1 = carichi mobili

q_2 = incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali

q_3 = azioni longitudinali di frenamento

q_4 = azione centrifuga

AZIONI VARIABILI

q_5 = azioni di neve e vento

q_6 = azioni idrodinamiche

q_7 = azioni della temperatura

q_8 = azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio

q_9 = resistenze parassite dei vincoli

ALTRE AZIONI

E = azioni sismiche

A = azioni eccezionali

11.2 AZIONI PERMANENTI

11.2.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE (G_1)

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è stato valutato assumendo per l'acciaio strutturale un peso specifico pari a γ_s = 78,50 kN/m^3 per l'acciaio e γ_c = 25,00 kN/m^3 per il calcestruzzo armato.

Avendo assegnato a ciascun profilo in acciaio che compone la struttura la sua reale sezione trasversale, la valutazione di tale azione viene condotta in modo automatico dal codice di calcolo utilizzato per le analisi.

La soletta collaborante viene considerata invece come carico permanente strutturale pari a $G_{1,\,lamiera}$= 3,15 kN/m^2, avendo un'altezza totale di 150 mm (55mm di lamiera grecata e 90 mm di getto di completamento).

Nel modello "2B" si è applicato alle travi principali centrali un valore pari a $G_{1,lamiera}$ = 3,15kN/m^{2}x1,26m =3,97kN/m e di 1,98 kN/m su quelle di bordo.

Nei modelli "1C" e "1D" si sono applicati sulle travi secondarie centrali un valore di $G_{1,lamiera}$ = 3,15kN/m^{2}x1,25m =3,97kN/m e $G_{1,lamiera}$ =3,15x0,875m= 2,76 kN/m sulle travi secondarie di bordo.

In entrambi i modelli strutturali si è considerato presente inoltre sulle travi di bordo 70-90mm aggiuntivi di getto in cls per la formazione dei cordoli, pari a circa $G_{1,cordoli}$ =0,60 kN/m

11.2.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti non strutturali vengono applicati nei modelli di calcolo come carichi per unità di lunghezza, considerando un valore per unità di superficie paria a G_2 = 1,00kN/m^2.

Nel modello "2B" si è applicato alle travi principali centrali un valore pari a G_2 = 1,00kN/m^{2}x1,26m =1,26 kN/m e di 0,63 kN/m su quelle di bordo.

Nei modelli 1C e 1D si sono applicati sulle travi secondarie centrali un valore di G_2 = 1,00kN/m^{2}x1,25m =1,25 kN/m e G_2 = 1,00kN/m^{2}x0,875m 0,88 kN/m sulle travi secondarie di bordo.

11.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

11.3.1 CARICHI MOBILI

Come specificato al paragrafo §5.1.3.3.4 delle NTC18, le passerelle pedonali risultano fare parte dei ponti stradali di 2a categoria: ponti: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

Per i ponti pedonali, come indicato al paragrafo §5.1.3.3.5, si deve considerare il carico associato allo schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Il paragrafo §5.1.3.3.3 delle NTC indica che lo schema di carico 5 è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale (comprensiva degli effetti dinamici) di 5,0 kN/m^2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m^2. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Avendo la passerella una carreggiata di 3,5m, la larghezza della corsia convenzionale sarà pari alla larghezza dell'intera carreggiata come riportato al §5.1.3.3.2 delle NTC18.

Per operazioni di manutenzione o di soccorso viene considerato lo schema di carico riportato al paragrafo §C5.1.8 della Circolare 2019, nel quale si considera un carico tandem costituito da due assi di peso Q_{sv1} = 40kN e Q_{sv2} = 80kN, comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3m ed interasse 3m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata di lato 20cm (vedi **Figura 54**).

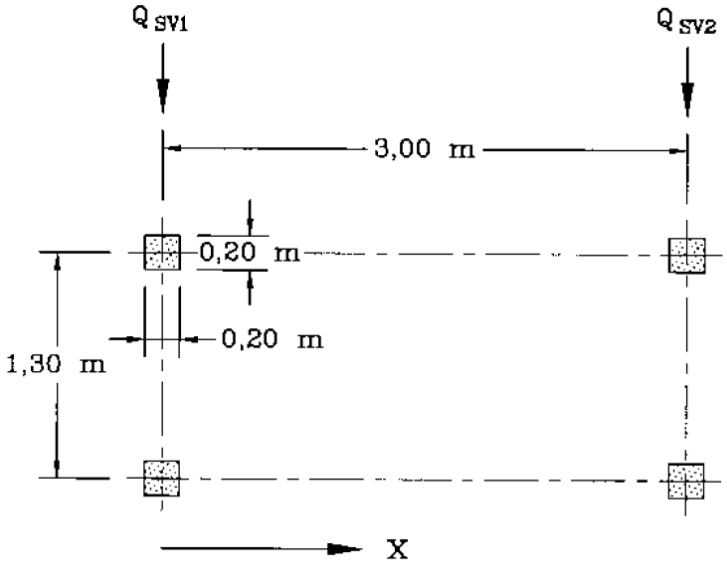


Figura 54 Veicolo di servizio per passerelle pedonali

Per la forza orizzontale di frenamento si considera il 60% del carico verticale tandem.

Ricapitolando i carichi da traffico verticali che si considerano sono di due tipi:

Schema 5: folla compatta 5kN/m^2 (2,5kN/m^2 in combinazione);

Carico Tandem: Q_{sv1} = 40kN e Q_{sv2} = 80kN.

Per le verifiche locali si considera il carico tandem rappresentato in Figura 54 e il carico associata allo schema 4, è costituito da un carico isolato da 10kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Il primo carico risulta quello dominante ai fini delle verifiche.

11.3.2 INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALI: Q2

Non presente non essendoci discontinuità strutturale della soletta.

11.3.3 AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO: Q3

Come azione longitudinale di frenamento è stata considerata, come riportato al paragrafo §C5.1.8 della Circolare 2019, il 60% del carico verticale tandem del veicolo di servizio, come riportato di seguito:

- *Carico Tandem: Q_{so1} = 24kN e Q_{so2} = 48kN.*

11.3.4 AZIONE CENTRIFUGA: Q4

Non presente in quanto la passerella è rettilinea.

11.4 AZIONI VARIABILI

11.4.1 AZIONE DI NEVE, VENTO: Q5

11.4.1.1 Carichi da neve

La determinazione del carico da neve si ricava in funzione delle prescrizioni riportate al §3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018).

Dati:		**Coefficienti:**			
Regione:	Lombardia	q_{sk}	= 1,5	[kN/m^2]	§3.4.2
Località:	Valle Salimbene (PV), Santa Margherita (PV), Torre Dè Negri (PV)	μ_i	= 0,8		§3.4.3
		C_E	= 1		§3.4.4
		C_t	= 1		§3.4.5
Zona:	I - Mediterranea				
Quota sul livello del mare:	63,61,73 m circa				
Inclinazione falda:	piano				

Il carico della neve è fornito dalla seguente relazione:

$$\mathbf{q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1{,}20\ kN/m^2}$$

11.4.1.2 Carichi da vento

La pressione del vento si ricava in funzione delle prescrizioni riportate al §3.3 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17 gennaio 2018) con l'ausilio della Circolare 2019.

L'azione del vento per le passerelle in esame può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte applicato come carico uniformemente distribuito alle travi laterali costituenti l'impalcato. Il valore del carico viene indicato successivamente al calcolo riportato.

Per I parametri identificativi dell'azione del vento sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 12: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

§3.3.1 Velocità base di riferimento ($V_{b,0}$)

Zona 1: Lombardia

$V_{b,0}$ = 25 m/s	velocità base di riferimento al livello del mare
a_s= 73 m	altitudine sul livello del mare del sito
a_0 = 1000 m	parametri forniti dalla Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la
k_s = 0,4	costruzione
C_a = 1	coefficiente di altitudine
$V_b = V_{b,0} x C_a$ = 25x1 = 25 m/s	velocità base di riferimento

§3.3.2 Velocità di riferimento (V_r)

T_r= 50 anni — periodo di ritorno

$$c_r = 0{,}75\sqrt{1 - 0{,}2\ln\left[-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right]} = 1{,}00$$ Coefficiente di ritorno

$V_r = V_b x C_r$ = 25x1 = 25 m/s — velocità di riferimento

§3.3.6 Pressione cinetica di riferimento (q_r)

q_r = ½ x ρ x V_b^2 = ½ x 1,25 x 25^2 = 390,6 N/m^2

§3.3.7 Coefficiente di esposizione (c_e)

Si considera una classe di rugosità del terreno **D** con riferimento alla **Tabella 13**.

Tabella 13 Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5

A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Figura 55 Definizione delle categorie di esposizione

Si considera quindi una categoria di esposizione del sito **II** con riferimento alla **Figura 55**.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di z = 200 m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)\left[7 + c_t \ln(z/z_0)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$
$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove k_r , z_0 , z_{min} sono assegnati in tabella seguente in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia, posto pari ad 1.

Tabella 14 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

K_r = 0,19 m

Z_0 = 0,05 m

Z_{min} = 4 m

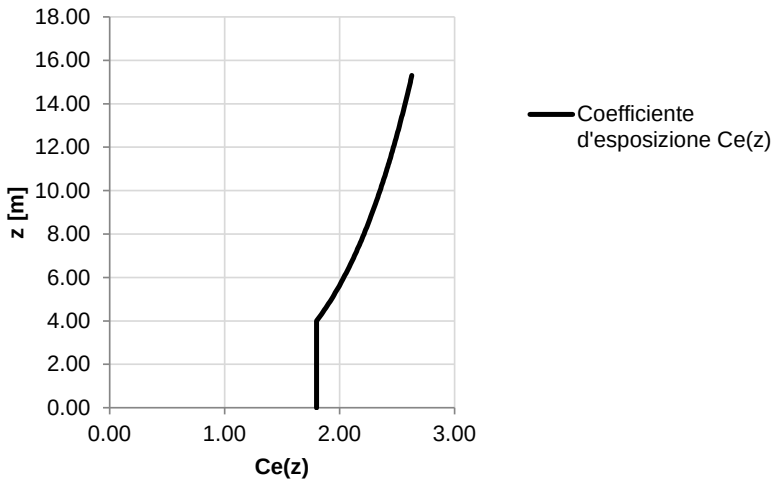


Figura 56 Coefficiente di esposizione

Per il caso in esame le quote degli impalcati sono ad un'altezza dal PC inferiore ai 4,00 e quindi il valore del coefficiente d'esposizione è pari 1,80.

Il coefficiente dinamico c_d tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Si assume cautelativamente c_d pari a 1.

I valori delle pressioni normali del vento assunte sono quindi pari a:

$p_1 = q_r \times C_e \times C_p \times C_d$ = 390,6 x 1,80 x 0,8 x1 =0,563 kPa (sopravento);

$p_2 = q_r \times C_e \times C_p \times C_d$ = 390,6 x 1,80 x 0,4 x1 =0,281 kPa (sottovento);

Considerando un'altezza dell'impalcato pari a 480 mm (caso peggiore 2B) si hanno quindi i seguenti carichi distribuiti da applicare alle travi di bordo:

q_1= 0,563 x 0,48 = 0,270 kN/m (sopravento);

q_2= 0,281 x 0,48 = 0,135 kN/m (sottovento);

11.4.2 AZIONI IDRODINAMICHE: Q6

Non presenti.

11.4.3 AZIONI DELLA TEMPERATURA: Q7

Come specificato al paragrafo §3.5.4 di [1] e più nello specifico al §5.1.4.5 di [2] i valori di progetto da adottare per le variazioni termiche uniforme dell'impalcato possono essere espresse come segue:

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0$$

In cui:

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 = 41.56 - 15 = 26{,}56°$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} - T_0 = -(-15.29) - 15 = -30{,}29$$

Si considera quindi un valore di variazione termica uniforme sull'impalcato pari a ±30°

11.4.4 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLI IN SVIO: Q8

Si considerano un'azione orizzontale di spinta pari a 2 kN/m applicata sul corrimano del parapetto.

11.4.5 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI: Q9

Si considerano forze parassite dei vincoli trasversali circa pari al 3% del carico verticale allo stato limite ultimo.

12 ANALISI DEI CARICHI SISMICI

Si riportano di seguito i dati relativi all'elaborazione degli spettri di progetto ai sensi delle Norme tecniche per le Costruzioni (NTC), approvate con D.M. 17 gennaio 2018.

Ai fini delle verifiche sismiche, secondo quanto previsto dal D.M. del 17 gennaio 2018, vengono individuati due stati limite di esercizio e due stati limite ultimi. Per le verifiche dell'intervento in oggetto si considererà in accordo con la normativa vigente sugli edifici esistenti, il solo SLV.

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*
- *Stato Limite di Danno (SLD)*
- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*
- *Stato Limite di Collasso (SLC)*

Si fa riferimento al paragrafo 7 delle NTC18 per i dettagli relativi al soddisfacimento dei requisiti prestazionali degli stati limite sopra descritti.

12.1 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali; tenendo conto che si tratta di un'opera ordinaria, la costruzione appartiene al tipo 2. Si assume una vita nominale minima pari a V_N=50 (tabella 2.4.I delle NTC).

In presenza di azione sismica le costruzioni sono suddivise in classi d'uso in base alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso; in questo caso si considera la classe d'uso II che raggruppa costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. A questa classe corrisponde il coefficiente d'uso C_U = 1.

Dai dati sopra citati, si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = V_N \times C_U$ =50 che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a T_R = 475 anni per SLV (probabilità di superamento del 10%).

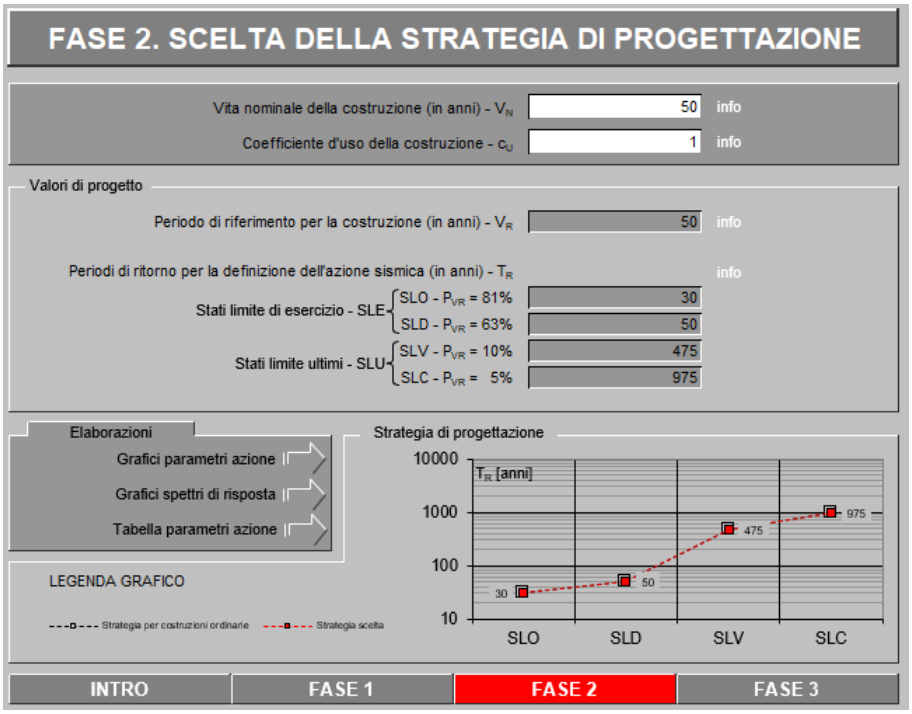


Figura 57: Valori di progetto per l'azione sismica

12.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

I risultati delle indagini geologiche e geotecniche, interpretate nel documento 1.07_4258_PRO_D_GEN_RG_01A, classificano il suolo di fondazione in categoria **C**.

Nella determinazione della valutazione dell'azione sismica tale versante ricade nella Categoria Topografica **T1**, Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i<=15° per la quale si ottiene un coefficiente topografico S_T =1.

12.3 PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA

Ai fini della normativa corrente, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- *a_g accelerazione orizzontale massima al sito;*
- *F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;*
- *T^*_C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.*

Per i valori dei parametri sopra citati si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. La tabella seguente mostra i risultati per i vari stati limite.

Di seguito si riportano i parametri sismici per i siti in esame:

Tabella 15: Parametri per spettro di risposta – area 2B

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	30	0.023	2.532	0.184
SLD	50	0.03	2.528	0.209
SLV	475	0.076	2.498	0.279
SLC	975	0.101	2.47	0.284

Tabella 16: Parametri per spettro di risposta – area 1C

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	30	0.025	2.506	0.196
SLD	50	0.032	2.538	0.214
SLV	475	0.084	2.472	0.278
SLC	975	0.112	2.451	0.282

Tabella 17: Parametri per spettro di risposta – area 1D

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^* [s]
SLO	30	0.026	2.51	0.195
SLD	50	0.033	2.542	0.214
SLV	475	0.084	2.472	0.278
SLC	975	0.113	2.453	0.283

12.4 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico S_e è desunto dalla normativa corrente:

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione [s]

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito

$S = S_S \times S_T$ è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

$$\eta = \sqrt{10/5 + \xi} \geq 0.55$$

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima;

$T_C = C_C \times T_C^*$ è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

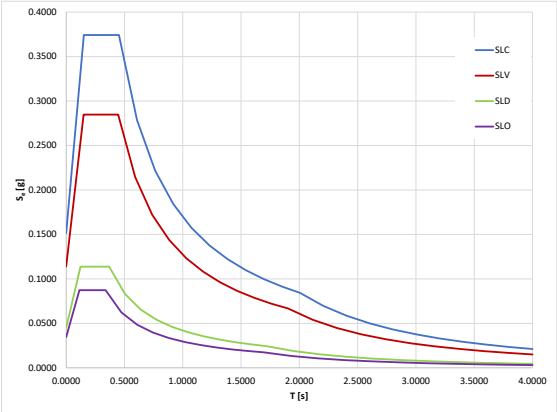
$T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro

$T_D = 4{,}0 \times \frac{a_g}{g} + 1{,}6$ è il periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

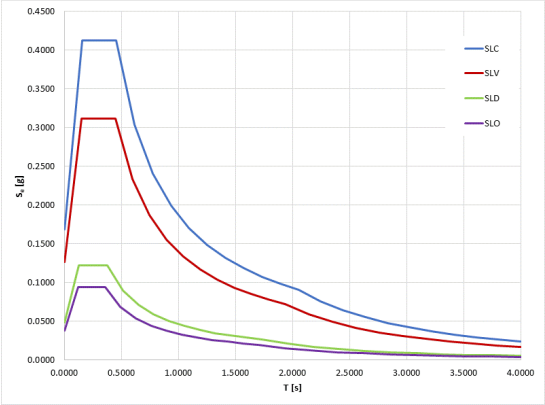
I valori dei parametri sismici sopra indicati variano in base allo stato limite considerato.

Si riportano in gli spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale per i quattro stati limite considerati.

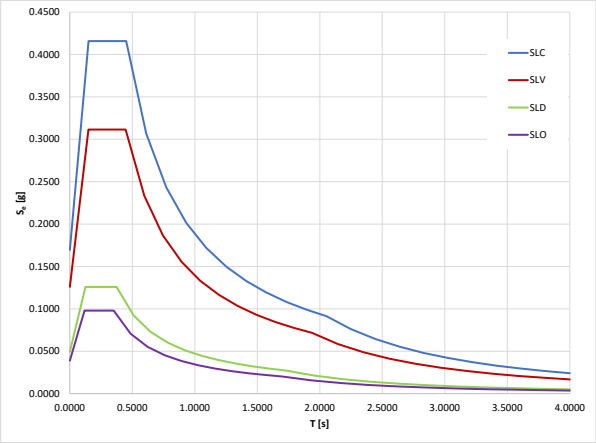
Tabella 18: Spettri di risposta in accelerazione orizzontale



Area 2B



Area 1C



Area 1D

12.5 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE VERTICALE

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico S_{ve} è desunto dalla normativa corrente:

$0 \le T < T_B$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$ $\quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione [s]

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1{,}35 F_0 \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

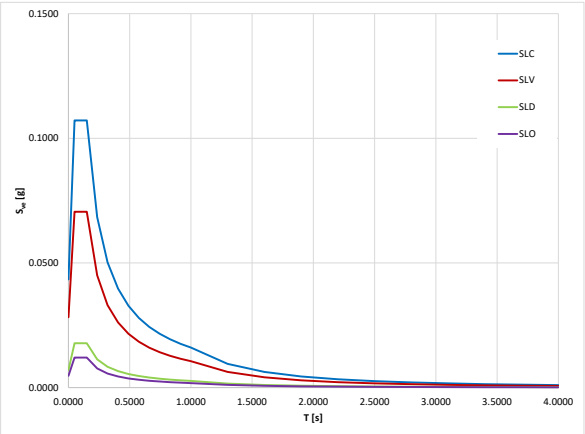
I valori di a_g, F_0, S, η sono i medesimi definiti per la componente orizzontale.

I valori S_s, T_B, T_C e T_D sono riportati alla **Tabella 19** (Tab. 3.2.VI delle NTC18).

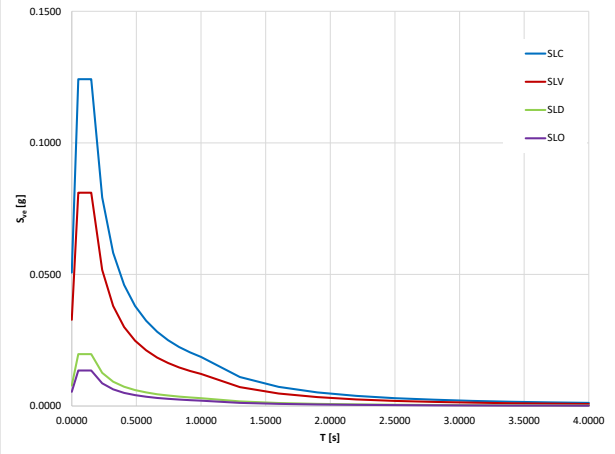
Tabella 19: Tab. 3.2.VI – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

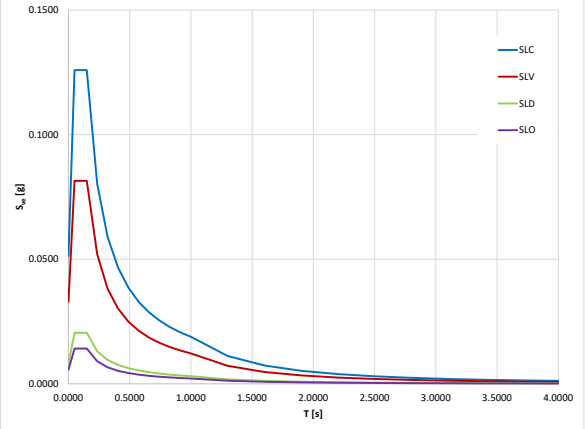
Tabella 20: Spettri di risposta in accelerazione verticale



Area 2B



Area 1C



Area 1D

12.6 FATTORE DI COMPORTAMENTO Q

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q (**Tabella 21**).

Tabella 21: Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica (fonte: NTC18)

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore del fattore di comportamento per lo SLV è, inoltre, calcolato in base al materiale e alla tipologia strutturale:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

Come indicato al §7.3.1 delle NTC2018, per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND}, ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II delle NTC2018) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

Il fattore di comportamento per una struttura mista, irregolare in pianta e in altezza e in classe CD"B", secondo le indicazioni di **Tabella 22**, è pari a:

$$q_0 = 3{,}0 \; {}^{\alpha_u}/_{\alpha_1} = 3{,}0 \cdot 1{,}1 = 3{,}3$$

dove ${}^{\alpha_u}/_{\alpha_1} = 1{,}1$

quindi il fattore di comportamento limite risulta:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R = 3{,}3 \cdot 0{,}8 = 2{,}64$$

Tabella 22: Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD (fonte: NTC018)

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w,:

$$k_w = \begin{cases} 1{,}00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0{,}5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

Il valore finale per il fattore di comportamento della struttura in oggetto è pari a:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} = \frac{2}{3} \cdot q_{lim} = \frac{2}{3} \cdot 1{,}50 = 1$$

Il fattore di comportamento da adottare per la struttura risulta pari a:

$$\boldsymbol{q_{ND} = 1{,}0}$$

12.7 SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

Gli spettri di risposta di progetto utilizzati per la progettazione sono quelli elastici ridotti del fattore di struttura q=1,0 per lo stato limite SLV, mentre sono quelli elastici per lo stato limite SLD (vedi 12.5).

13 COMBINAZIONE DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE

Nel seguito si riportano, in accordo col D.M. del 17 gennaio 2018, le condizioni di carico considerate nel progetto e nella verifica dei singoli elementi strutturali dell'edificio.

13.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 della normativa):*

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

- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 della normativa):*

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j}\, Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

Tabella 23: Tab 5.1.IV NTC - 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

La Tab. 5.1.VI delle NTC18 fornisce i valori dei coefficienti di combinazione ψ delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 24: Tab 5.1.VI NTC – 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

13.2 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- *lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:* ***EQU***
- *lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:* ***STR***
- *lo stato limite di resistenza del terreno:* ***GEO***

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della **Tabella 24**.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti riportati nella colonna A1 della Tabella 24.

La Tab. 5.1.V delle NTC18 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 25: Tab 5.1.IV NTC – 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

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 della normativa. Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

13.3 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

Per quanto riguarda i ponti pedonali, si considerano i seguenti 3 gruppi di azioni più le combinazioni sismiche:

- *gruppo di azioni 1: nel quale viene considerato il carico tandem con coefficiente di combinazione caratteristico e per lo schema di carico 5 si utilizza il valore di combinazione 2,5kN/m²;*
- *gruppo di azioni 2a: nel quale viene considerato il carico tandem con coefficiente di combinazione frequente ed è presente anche il carico orizzontale dovuto alla frenata;*
- *gruppo di azioni 3: nel quale viene considerato lo schema di carico 5 con valore di 5kN/m².*

Il dettaglio delle combinazioni di carico considerate è contenuto nell'Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..

13.4 DESCRIZIONE DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico (plinti, platee, pali, muri di sostegno, ...) le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi.

Nell'Approccio 1, le verifiche si conducono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (γ_R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della **Tabella 25**. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (γ_F), per la resistenza dei materiali (γ_M) e, eventualmente, per la resistenza globale (γ_R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti γ_M e γ_R dipendono dall'elemento considerato e sono riportati nei capitoli specifici.

14 ANALISI MODALE

14.1 PASSERELLA "2B"

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale. La massa partecipante totale in ogni direzione è mostrata in **Figura 58** con riferimento al numero di modi e in **Figura 59** con riferimento al periodo di vibrazione.

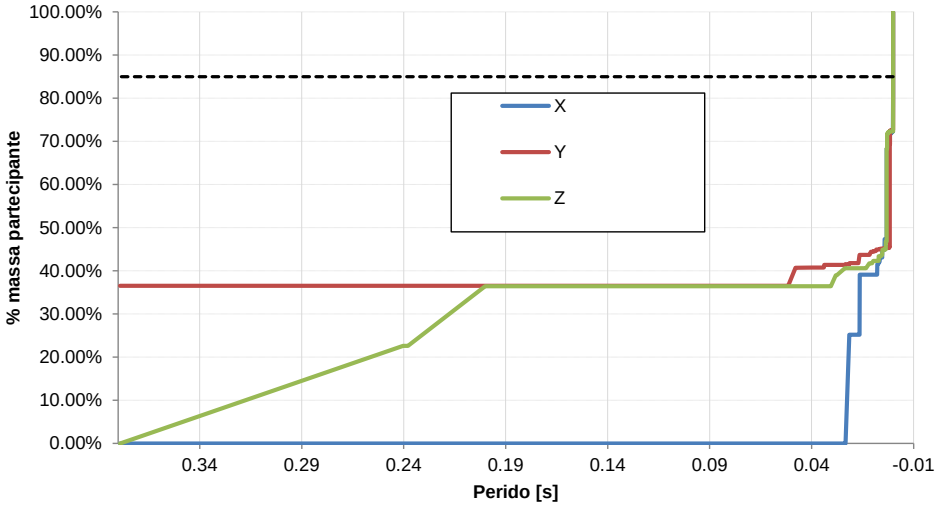


Figura 58: Massa modale partecipante in funzione dei modi di vibrare

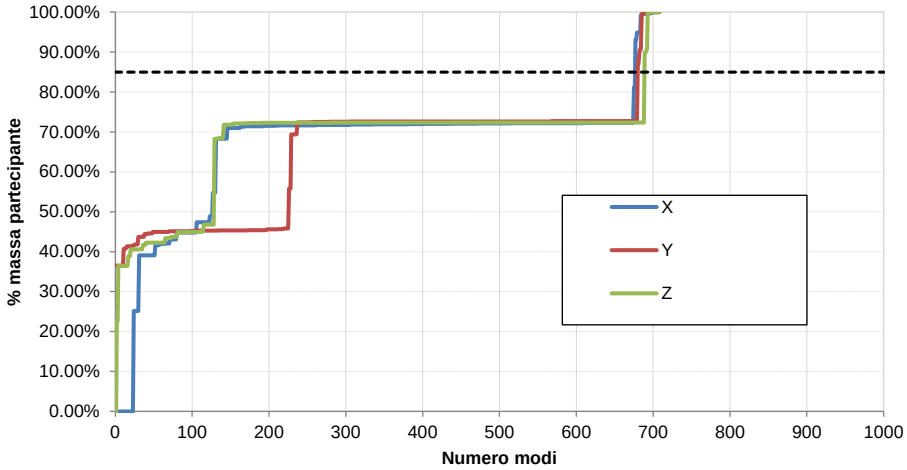
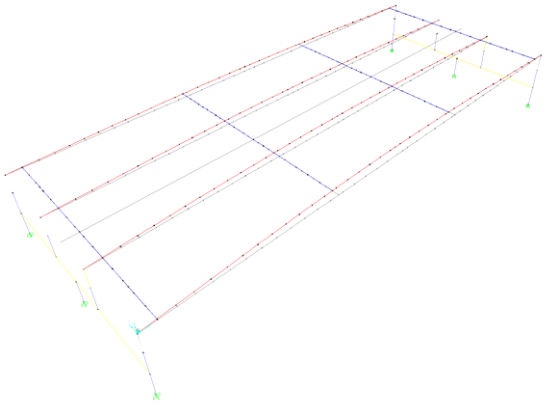
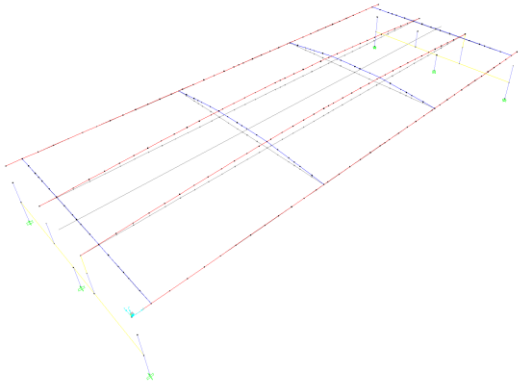


Figura 59: Massa modale partecipante in funzione del periodo di vibrazione

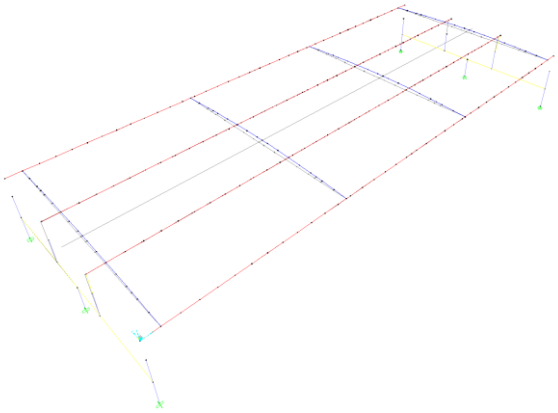
Si riportano in Figura 60 i modi principali di vibrare e le relative masse modali partecipanti della struttura in esame:



T_{1y} =0,379 s (M_x=0,00% M_y=36,52%M_z=0,00%



T_{2z} =0,24 s (M_x=0,00% M_y=0,00%M_z=22,62%



T_{24x} =0,0215 s (M_x=25,18% M_y=0,00%M_z=0,00%

Figura 60: Modi principali di vibrazione – Passerella "2B"

14.2 PASSERELLE "1C" E "1D"

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale. La massa partecipante totale in ogni direzione è mostrata in Figura 61 con riferimento al numero di modi e in Figura 62 con riferimento al periodo di vibrazione.

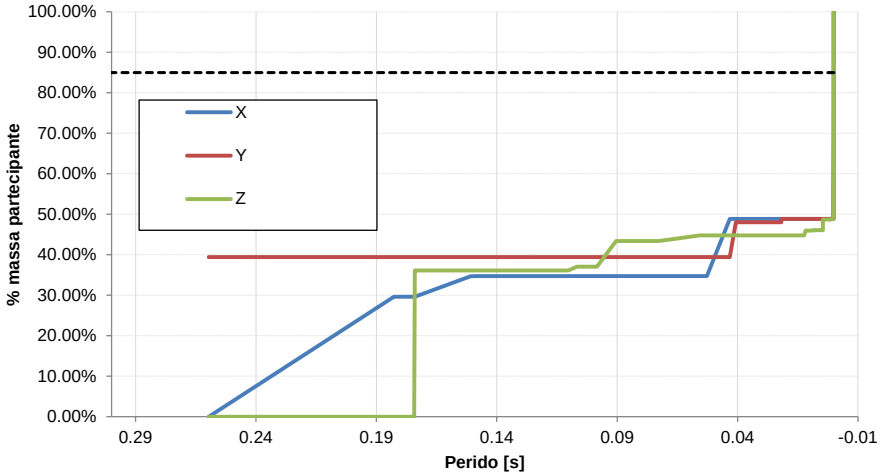


Figura 61: Massa modale partecipante in funzione dei modi di vibrare

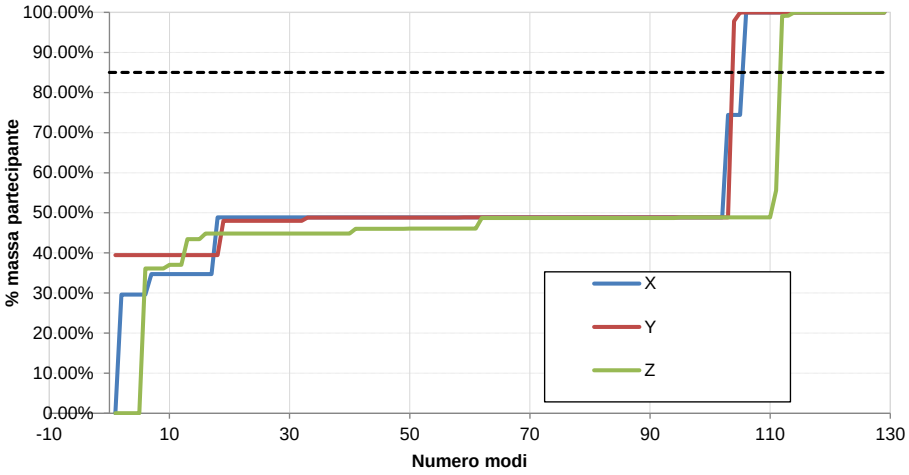
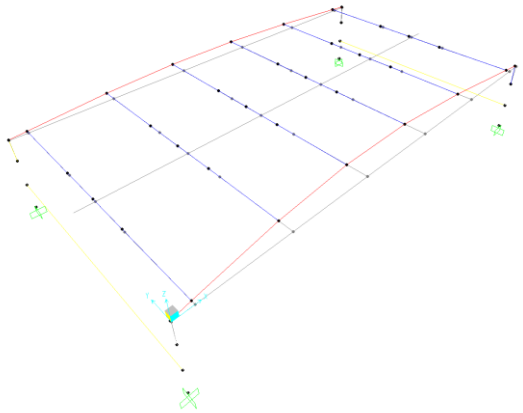
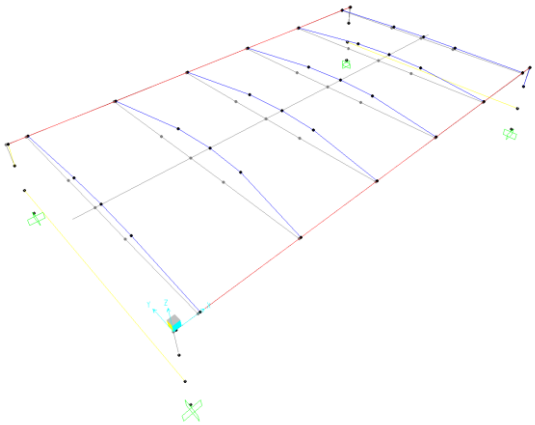


Figura 62: Massa modale partecipante in funzione del periodo di vibrazione

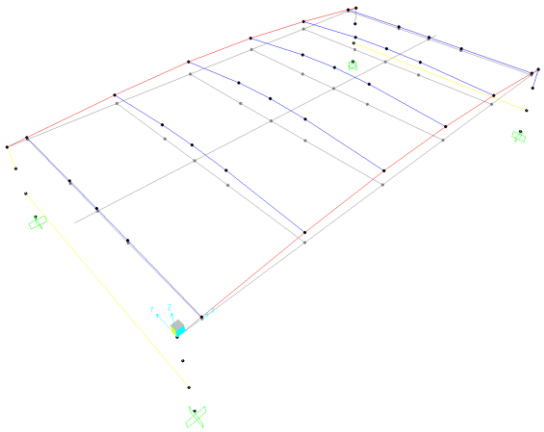
Si riportano in Figura 63 i modi principali di vibrare e le relative masse modali partecipanti della struttura in esame:



T_{1y} =0,259 s (M_x=0,00% M_y=39,43% M_z=0,00%



T_{2x} =0,183 s (M_x=29,61% M_y=0,00%M_z=0,00%



T_{6z} =0,174 s (M_x=0,00% M_y=0,00%M_z=36,11%

Figura 63: Modi principali di vibrazione – Passerella "1C e 1D"

15 VERIFICA DELLE REAZIONI ALLA BASE – PASSERELLE

15.1 PASSERELLA "2B"

Si riportano di seguito le reazioni alla base del modello.

Tabella 26: Reazioni alla base

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	**CaseType**	**StepType**	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
Text	Text	Text	KN	KN	KN
G1	LinStatic		0	1.996E-10	**307.923**
G2	LinStatic		0	1.701E-11	**34.965**
Q_folla1	LinMoving	Max	1.042E-13	8.776E-11	**161.875**
Q_tandem	LinMoving	Max	3.152E-12	2.172E-10	**120**
Q_neve	LinStatic		0	2.041E-11	**41.958**
Q_vento	LinStatic		0	**-3.441**	-6.211E-11
Q_frenata	LinStatic		**-72**	0	0
Q_folla2	LinMoving	Max	4.456E-15	3.065E-12	**11.563**
Q_temp	LinStatic		2.766E-10	1.427E-10	189.079
SLO_combo	Combination	Max	**13.533**	**17.24**	**439.027**
SLO_combo	Combination	Min	**-13.533**	**-17.24**	**435.827**
SLD_combo	Combination	Max	**17.195**	**23.783**	**439.785**
SLD_combo	Combination	Min	**-17.195**	**-23.783**	**435.07**
SLV_combo	Combination	Max	**41.19**	**61.207**	**446.803**
SLV_combo	Combination	Min	**-41.19**	**-61.207**	**428.052**
SLC_combo	Combination	Max	**54.319**	**80.554**	**451.738**
SLC_combo	Combination	Min	**-54.319**	**-80.554**	**423.116**

Le reazioni alla base sono state confrontate con i calcoli svolti a mano:

Tabella 27: Confronto azioni SAP2000 - mano

	REAZIONI A TERRA								
Carico	**Elemento**	**[kN/mc]**	**[kN/mq]**	**[kN/m]**	**n [#]**	**lx [m]**	**ly [m]**	**lz [m]**	**[kN]**
G1	HEB280			1.03	4.00	9.25			38.11
	HEB160			0.43	4.00		3.78		6.44
	Soletta + lamiera (h=15cm)		3.15			9.25	3.78		110.14
	Cordoli in c.a.	25			2	9.25	0.27	0.07	8.74
	Travi su pali	25			2	3.78	0.9	0.85	144.59
	TOT								**308.02**
G2	Finitura		1			9.25	3.78		34.97
	TOT								**34.97**
Q	Neve		1.2			9.25	3.78		**41.96**
	Vento			0.374		9.25			**3.46**
	Folla 1		5			9.25	3.5		**161.88**
	Folla 2		2.5		2	9.25	0.25		**11.56**
	Tandem								**120**
	Frenata								**72**

La differenza tra il modello SAP2000 e i calcoli manuali risulta essere inferiore sempre al 5%.

15.2 PASSERELLA "1C"

Si riportano di seguito le reazioni alla base del modello.

Tabella 28: Reazioni alla base

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	**CaseType**	**StepType**	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
Text	Text	Text	KN	KN	KN
G1	LinStatic		-1.665E-16	0	**257.154**
G2	LinStatic		-4.163E-17	0	**25.553**
Q_folla1	LinMoving	Max	0	9.641E-15	**118.125**
Q_tandem	LinMoving	Max	9.758E-17	6.306E-14	**120**
Q_neve	LinStatic		-5.551E-17	0	**30.618**
Q_vento	LinStatic		0	-2.511	0
Q_frenata	LinStatic		**-72**	0	0
Q_folla2	LinMoving	Max	1.218E-18	1.405E-15	**8.437**
Q_temp	LinStatic		-5.862E-12	-7.709E-13	0
SLO_combo	Combination	Max	**10.168**	**11.887**	**284.2**
SLO_combo	Combination	Min	**-10.168**	**-11.887**	**281.214**
SLD_combo	Combination	Max	**13.114**	**15.359**	**284.881**
SLD_combo	Combination	Min	**-13.114**	**-15.359**	**280.533**
SLV_combo	Combination	Max	**33.713**	**39.472**	**291.704**
SLV_combo	Combination	Min	**-33.713**	**-39.472**	**273.71**
SLC_combo	Combination	Max	**44.681**	**52.277**	**296.524**
SLC_combo	Combination	Min	**-44.681**	**-52.277**	**268.89**

Le reazioni alla base sono state confrontate con i calcoli svolti a mano:

Tabella 29: Confronto azioni SAP2000 – mano

	REAZIONI A TERRA								
Carico	**Elemento**	**[kN/mc]**	**[kN/mq]**	**[kN/m]**	**n [#]**	**lx [m]**	**ly [m]**	**lz [m]**	**[kN]**
G1	HEB280			1.03	2.00	6.75			13.91
	HEB160			0.43	6.00		3.78		9.66
	Soletta + lamiera (h=15cm)		3.15			6.75	3.78		80.37
	Cordoli in c.a.	25			2	6.75	0.28	0.09	8.51
	Travi su pali	25			2	3.78	0.9	0.85	144.59
	TOT								**257.03**
G2	Finitura		1			6.75	3.78		25.52
	TOT								**25.52**
Q	Neve		1.2			6.75	3.78		**30.62**
	Vento			0.374		6.75			**2.52**
	Folla 1		5			6.75	3.5		**118.13**
	Folla 2		2.5		2	6.75	0.25		**8.44**
	Tandem								**120**
	Frenata								**72**

La differenza tra il modello SAP2000 e i calcoli manuali risulta essere inferiore sempre al 5%.

15.3 PASSERELLA "1D"

Si riportano di seguito le reazioni alla base del modello.

Tabella 30: Reazioni alla base

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	**CaseType**	**StepType**	**GlobalFX**	**GlobalFY**	**GlobalFZ**
Text	Text	Text	KN	KN	KN
G1	LinStatic		0	0	**257.154**
G2	LinStatic		0	0	**25.553**
Q_folla1	LinMoving	Max	0	0	**118.125**
Q_tandem	LinMoving	Max	0	0	**120**
Q_neve	LinStatic		0	0	**30.618**
Q_vento	LinStatic		0	**-2.511**	0
Q_frenata	LinStatic		**-72**	0	0
Q_folla2	LinMoving	Max	0	0	**8.437**
Q_temp	LinStatic		-6.878E-12	-9.379E-13	0
SLO_combo	Combination	Max	**10.587**	**12.376**	**284.27**
SLO_combo	Combination	Min	**-10.587**	**-12.376**	**281.144**
SLD_combo	Combination	Max	**13.536**	**15.857**	**284.967**
SLD_combo	Combination	Min	**-13.536**	**-15.857**	**280.447**
SLV_combo	Combination	Max	**33.71**	**39.47**	**291.751**
SLV_combo	Combination	Min	**-33.71**	**-39.47**	**273.663**
SLC_combo	Combination	Max	**45.104**	**52.775**	**296.705**
SLC_combo	Combination	Min	**-45.104**	**-52.775**	**268.709**

Le reazioni alla base sono state confrontate con i calcoli svolti a mano:

Tabella 31: Confronto azioni SAP2000 – mano

	REAZIONI A TERRA								
Carico	**Elemento**	**[kN/mc]**	**[kN/mq]**	**[kN/m]**	**n [#]**	**lx [m]**	**ly [m]**	**lz [m]**	**[kN]**
G1	HEB280			1.03	2.00	6.75			13.91
	HEB160			0.43	6.00		3.78		9.66
	Soletta + lamiera (h=15cm)		3.15			6.75	3.78		80.37
	Cordoli in c.a.	25			2	6.75	0.28	0.09	8.51
	Travi su pali	25			2	3.78	0.9	0.85	144.59
	TOT								**257.03**
G2	Finitura		1			6.75	3.78		25.52
	TOT								**25.52**
Q	Neve		1.2			6.75	3.78		**30.62**
	Vento			0.374		6.75			**2.52**
	Folla 1		5			6.75	3.5		**118.13**
	Folla 2		2.5		2	6.75	0.25		**8.44**
	Tandem								**120**
	Frenata								**72**

La differenza tra il modello SAP2000 e i calcoli manuali risulta essere inferiore sempre al 5%.

16 VERIFICA DEI SISTEMI FONDAZIONALI

16.1 DESCRIZIONE

Le spalle degli attraversamenti "2B", "1C" e "1D" sono travi testa palo realizzate in calcestruzzo armato con geometria rappresentata in Figura 63.

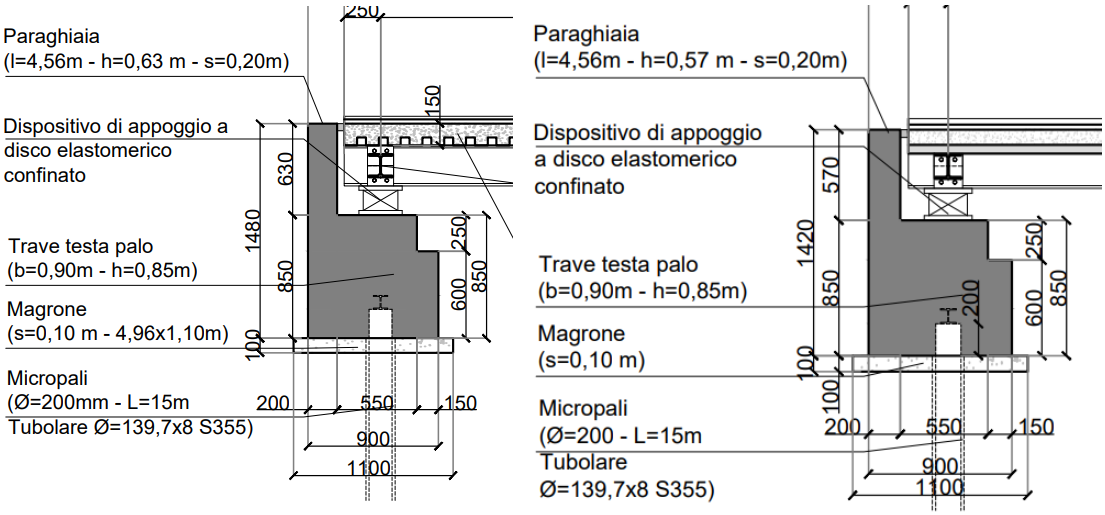


Figura 64: Sezioni Spalle di fondazione: a sx "2B" e DX "1C e 1D"

La trave su pali ha sezione 0,90 x0,85 m (con risega di 0,15m) nei quali primi 60 cm viene posata l'armatura effettiva della trave e nei restanti 25 cm l'armatura di frettaggio.

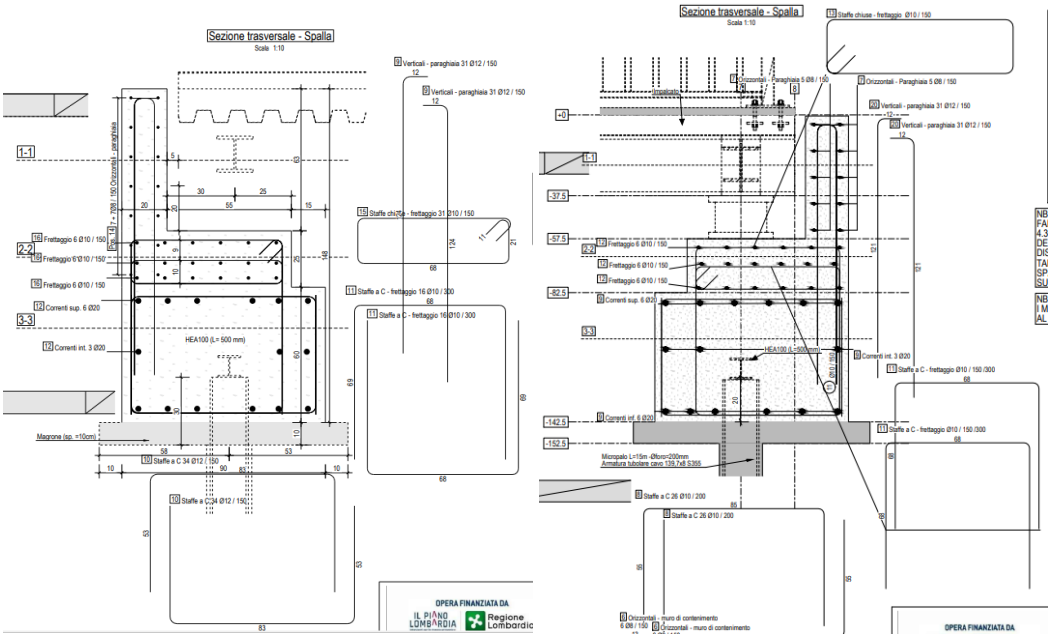


Figura 65: Sezioni Spalle di fondazione: a sx "2B" e DX "1C e 1D" – armatura

16.2 SOLLECITAZIONI TRAVE

16.2.1 OPERE "2B"

La trave delle spalle per quest'opera poggia su n.3 micropali di fondazione posti in corrispondenza dei 2 appoggi di estremità dell'impalcato e uno nella mezzeria. La trave risulta essere sollecitata a taglio e momento per il peso proprio più le azioni indotte dai 2 appoggi centrali dell'impalcato (in rosso nel riquadro di Figura 66).

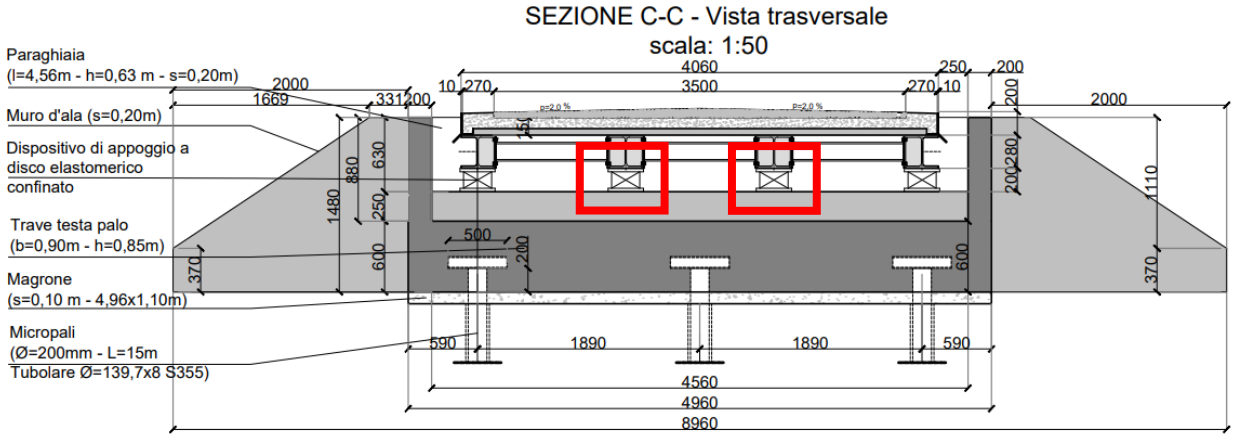


Figura 66: prospetto spalla "2B"

16.2.2 OPERE "1C" E "1D"

La trave delle spalle per queste opere poggia su n.2 micropali di fondazione il cui posizionamento risulta essere in corrispondenza dei 2 appoggi dell'impalcato, pertanto il carico risulta direttamente scaricato per compressione sui micropali di fondazione. La trave dunque risulta sollecitata a taglio e momento per il solo peso proprio.

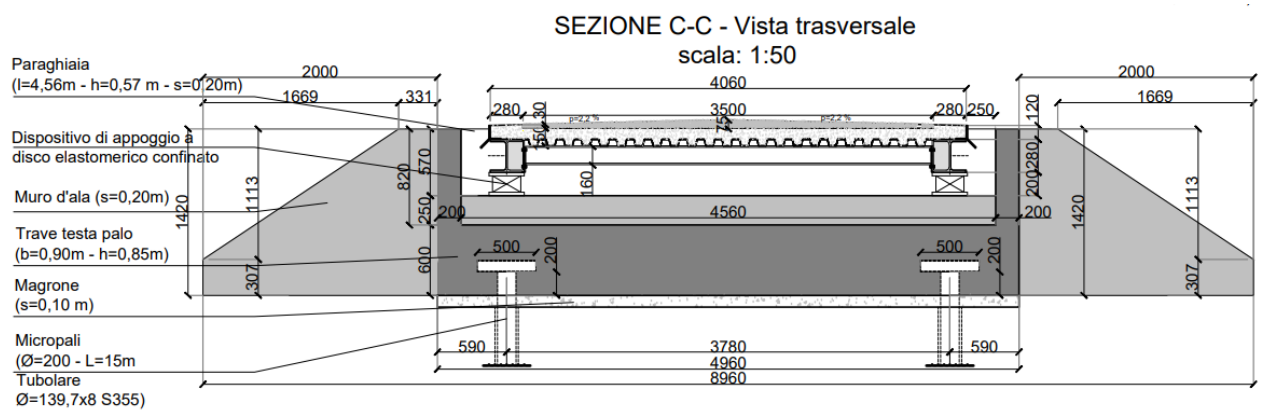


Figura 67: prospetto spalla "1C e 1D"

Si riportano quindi nel seguito il dimensionamento e le verifiche dell'armatura della trave di spalla "2B" in quanto risulta essere il caso più significativo.

Il carichi dovuti al peso proprio della spalla e muro paraghiaia sono pari a:

G1 = 25 x (0,9x0,85+0,63x0,20) = 22,28 kN/m

Allo SLU: G1,slu = 1,35 x 22,28 = 30,08 kN/m

Il carico allo SLU proveniente dallo scarico dei dispositivi di appoggio centrali è pari a circa 120 kN (vedi Tabella 35)

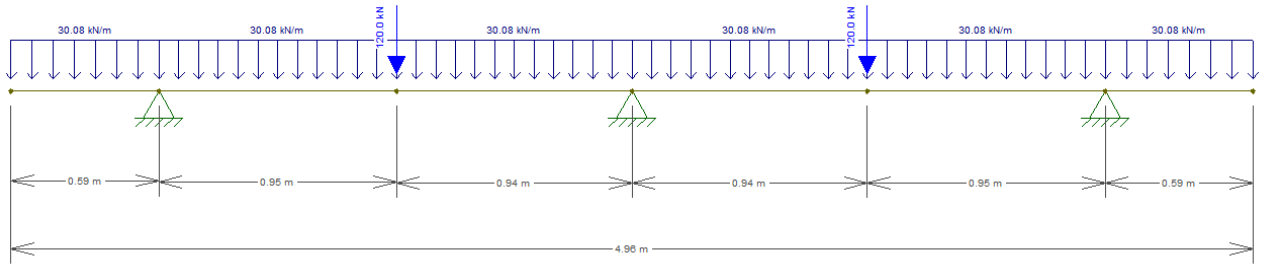


Figura 68: Carichi su spalla "2B"

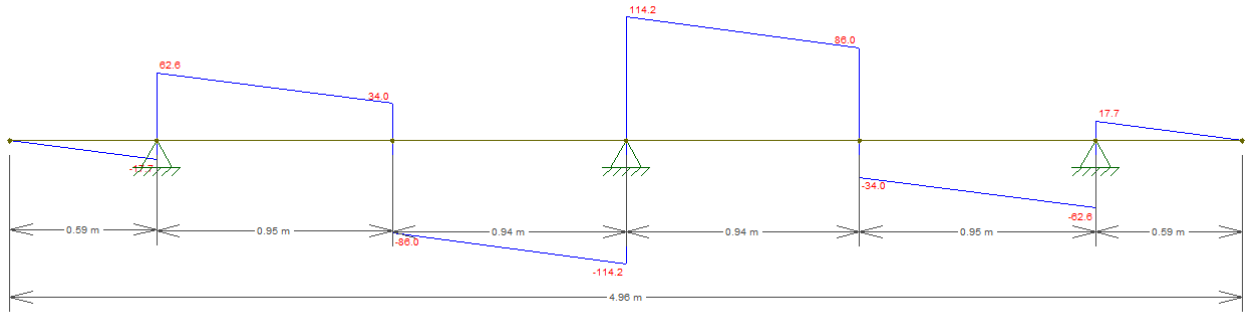


Figura 69: taglio su spalla "2B"

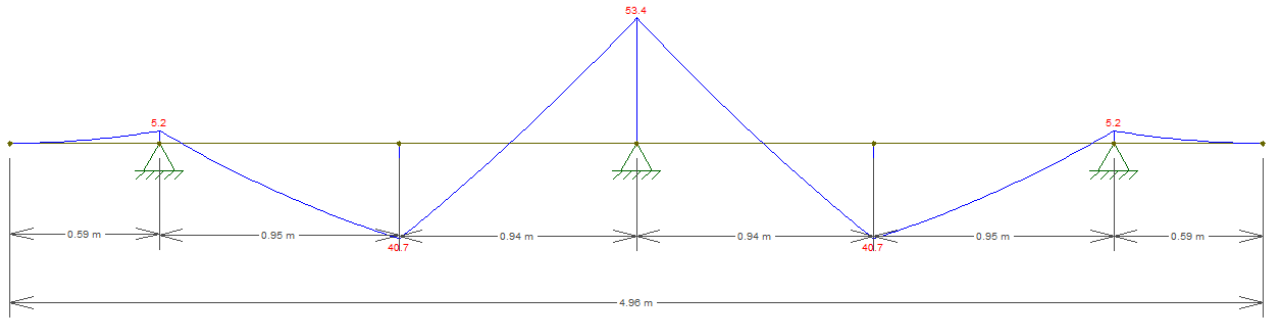


Figura 70: momento su spalla "2B"

Il massimo valore di taglio è pari a 115 kN;

Il massimo valore del momento positivo è pari a 41 kNm

Il massimo valore del momento negativo è pari a 54 kNm

16.3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA ARMATURA LONGITUDINALE TRAVE

L'armatura principale della trave viene inserita all'interno della sezione 0,90 x 0,60 m.

Il minimo dell'armatura in zona tesa da garantire nella sezione 0,90 x 0,85 m deve essere pari secondo NTC18 (§ 4.1.45) a :

As,min =0,26 x (fctm/fyk) x b x d = 0,26 x 2,56/450 x 900 x 850 = 1131,52 mm2

E non minore di NTC18 (§ 7.2.5) a : 0,2% x 900 x 850 = 1530 mm2

Si dispongono nella sezione 0,90 x 0,60m n. 6+6Ø20 correnti superiori ed inferiori + n.3Ø20 come ferri correnti intermedi

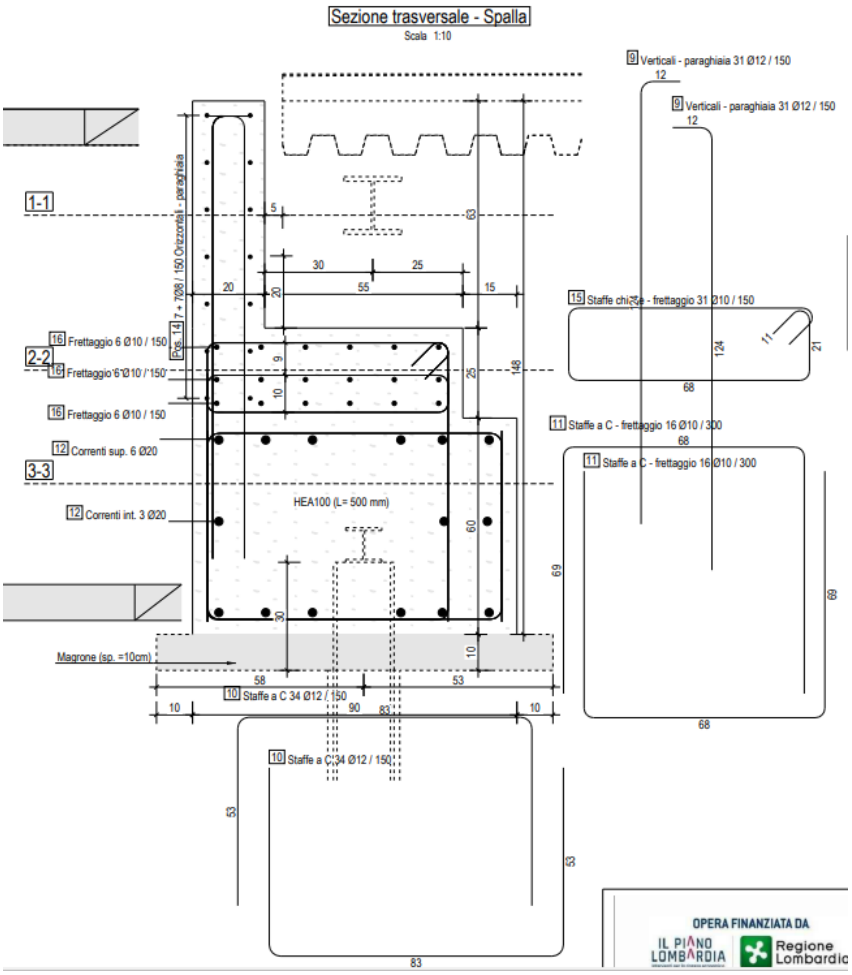


Figura 71: Armatura trave su pali "2B"

Il quantitativo in zona tesa è quindi pari a: 1884 mm2 mentre il totale nella sezione è pari a 4712 mm2.

I minimi risultano essere soddisfatti.

Il quantitativo totale comunque non eccede il 4% della sezione: As= 0,04 x 900x850 = 30'600 mm2

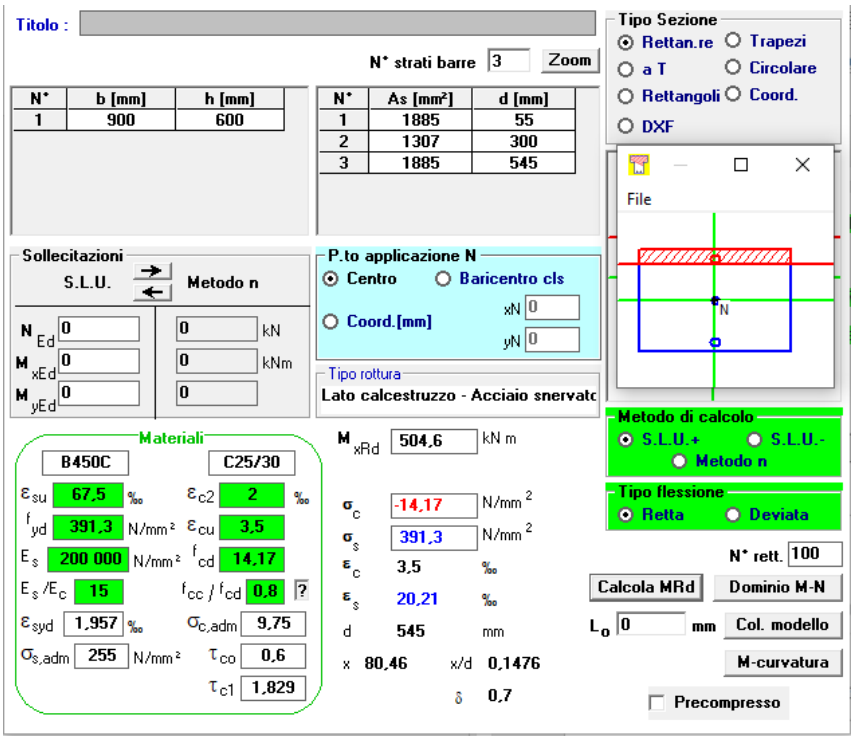


Figura 72: Verifica a flessione trave su pali "2B"

Il momento massimo agente è pari a 54kNm

Il momento resistente è pari a 504 kNm

<u>La verifica risulta SODDISFATTA</u>

16.4 VERIFICA A TAGLIO – ARMATURA TRASVERSALE TRAVE

Si considera a favore di sicurezza la sezione di trave 900x600 mm

Taglio_nuovo.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

b	900,00	[mm]	
h	600,00	[mm]	
d'	55,00	[mm]	
d	545,00	[mm]	
A_c	540000,00	[mm^2]	
k	1,61	≤2	
v_{min}	0,3561	[#]	
A_{sl}	1884,00	[mm^2]	
ρ_l	0,00384	≤0.02	
N_{ed}	0,00	[N]	
σ_{cp}	0,00	[N/mm^2]	≤0.2*fcd

CARATTERISTICHE MECCANICHE

R_{ck}	30,12	[MPa]
f_{ck}	25,00	[MPa]
f_{yk}	450,00	[MPa]
γ_c	1,50	[#]
γ_s	1,15	[#]
f_{cd}	14,17	[MPa]
f_{yd}	391,30	[MPa]
v	0,50	[#]
α_c	1,00	[#]
α	90,00	[°]

SOLLECITAZIONE TAGLIO AGENTE

V_{Ed}	**115**	[kN]
t_{Ed}	0,018	[#]

Figura 73: Caratteristiche geometriche e meccaniche per verifica a taglio

Taglio_nuovo.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

VERIFICA SENZA ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO

Formula da NTC2018

V_{Rd}	200,89	[kN]	$v_{Rd} = \max\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$

Valore di resistenza al taglio senza armatura specifica

V_{Rd}	**200,89**	[kN]

VERIFICA CON ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO

Resistenza massima lato calcestruzzo

$t_{Rcd,max(cot\theta=1)}$	0,25	[#]

Calcolo resistenza traliccio di Ritter e Morsch

$Ø_{staffe}$	12	[mm]	A_{st}	113,10	[mm²]
n. bracci	2	[#]	A_{sw}	226,19	[mm²]
s	150	[mm]	ω_{sw}	0,046	[#]
cotθ*	3,131		se cotθ*	<1	
cotθ	2,500			1≤cotθ*≤2.5	
				>2.5	
V_{Rcd}	1078,25	[kN]	Resistenza bielle compresse		
V_{Rsd}	723,58	[kN]	Resistenza armatura trasversale		

Valore di resistenza al taglio con armatura spedfica

V_{Rd}	**723,58**	[kN]	t_{Rd}	0,12	[#]

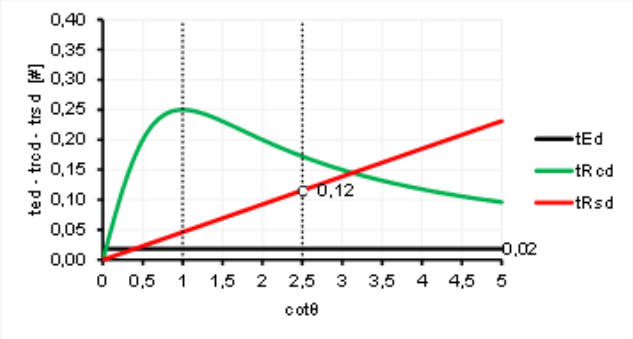


Figura 74: Risultati verifica a taglio

Il passo minimo di armatura deve essere pari al minimo fra: (330mm; 0,8d; Asw x1000/1,5xb) = 167mm

Con Asw = 226 mm2

<u>Si dispongono staffe Ø12 passo 150 mm. La verifica risulta SODDISFATTA</u>

16.5 ARMATURA FRETTAGGIO E BAGGIOLI

Si dispone un'armatura di frettaggio per la trave dimensionata con una forza di trazione pari al 30% del massimo carico verticale dei dispositivi di appoggio pari a 160 kN (opera "1C" e "1D" - Tabella 38)

T = 0,30 x 160 = 48 kN -→50 kN

As = 50x1000/391 = 128 mm2

Si dispongono staffe di frettaggio su tre livelli (e nelle due direzioni) 3x6Ø/150 mm (chiuse) alternate a staffe a C aperte Ø10/300.

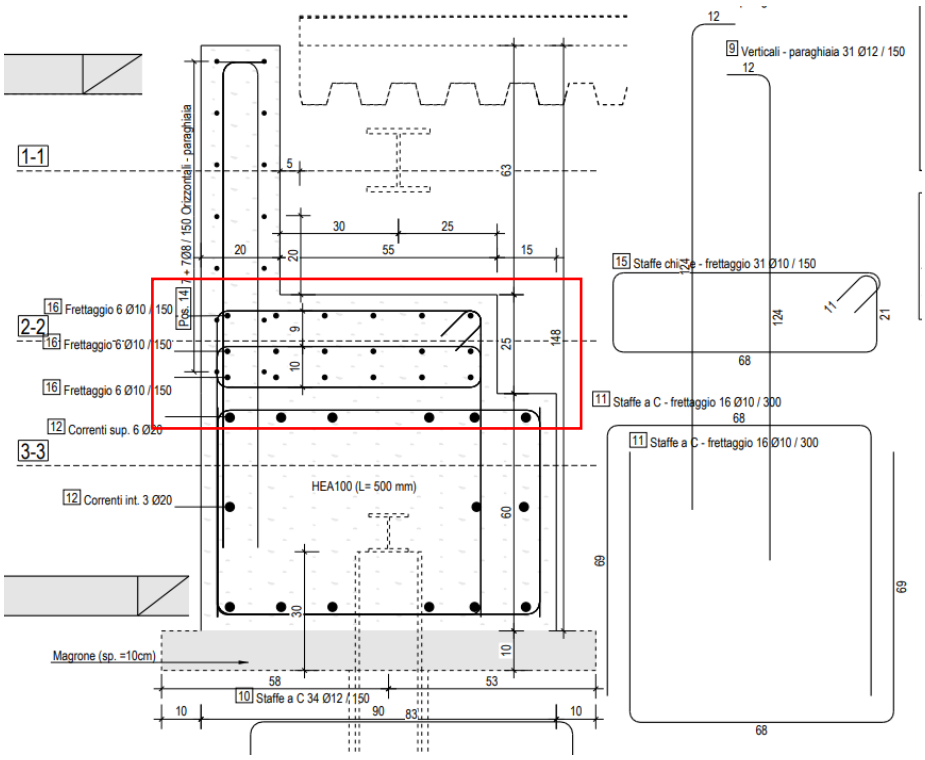


Figura 75: Staffe frettaggio

Il baggiolo avente dimensioni 400x400mm è realizzato con malta ad alta resistenza R4 (Emaco S55 o similare), con resistenza massima a compressione pari a 75 MPa a 28gg).

La tensione di compressione massima è pari a:

σ = N/A = 160x1000/(400x400) = 1 MPa

Si dispongono armature nel baggiolo (nelle due direzioni) Ø8/150 mm , su uno o più strati dipendente dall'altezza del baggiolo (vedi elaborati dedeicati)

16.6 MICROPALI

Si assumono per tutte le opere di interesse micropali Ø200mm (armatura tubolare 139,7x8mm) e lunghezza di 15 m. Per l'opera 2B si utilizzano 3 micropali per ogni spalla mentre per le opere 1C e 1D 2 micropali per spalla.

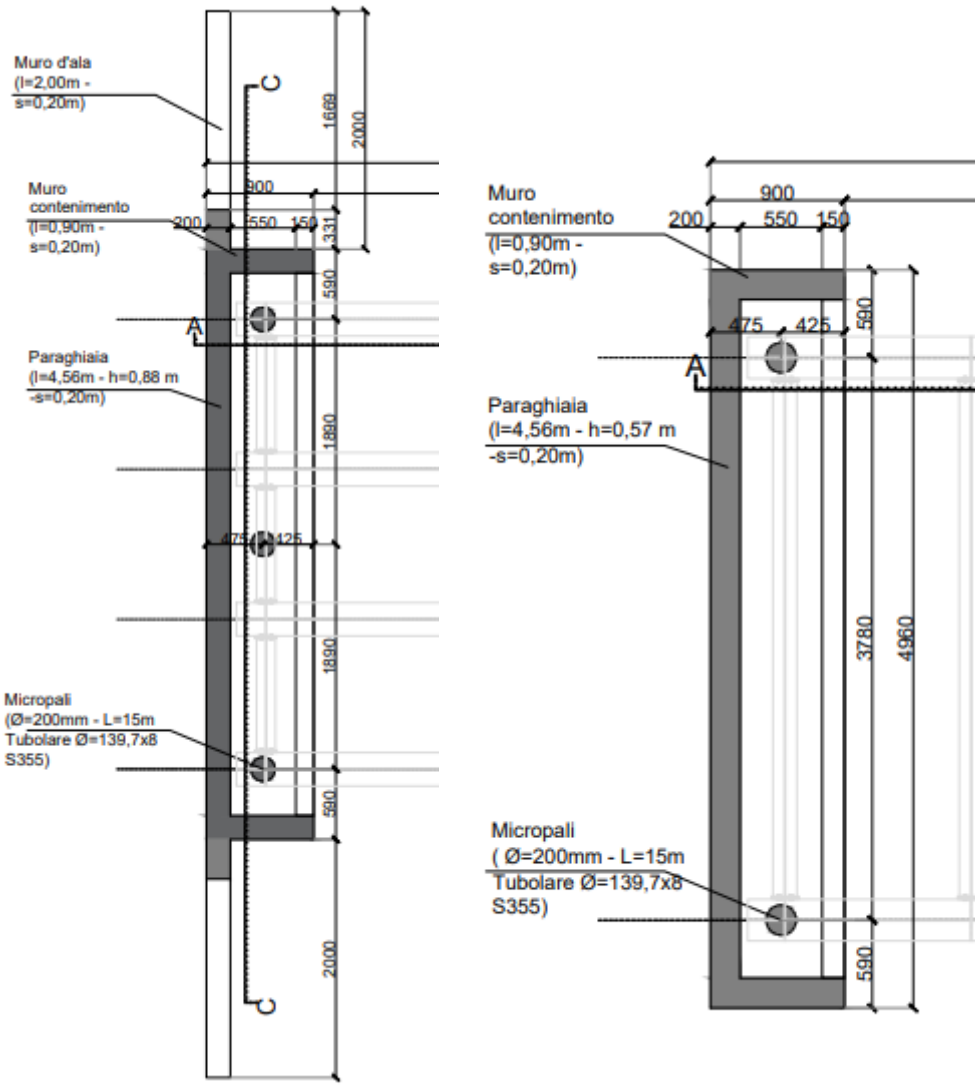


Figura 76: Micropali: a Sx disposizione Opera 2B – a dx disposizione Opere 1C e 1D

Per le portate dei micropali fare riferimento a relazione geotecnica.

Di seguito si riportano in breve alcuni stralci che riassumono in principali risultati

16.6.1 AREA 2B

Strato	Prof.	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Coesione non drenata Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)	Densità relativa (%)
1	2,5	20	Sabbia deb. ghiaiosa	15,65	19,55	37,07	0	6,72	17,16	0,31	106,51	119,46	100
2	6,5	32	Sabbia deb. ghiaiosa	16,02	19,77	38,07	0	7,43	18,88	0,31	123,95	157,56	100
3	10,5	51	Sabbia addensata/livelli limosi	16,92	20,33	40,29	0	9,34	23,54	0,29	170,54	189,11	100
4	14,5	30	Sabbia addensata/livelli limosi	15,91	19,71	37,79	0	7,23	18,39	0,31	118,98	190,73	0

Figura 77: Modello Geotecnico Area 2B

PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,20	[m]	FS	coeff. sicurezza	3,00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	15,00	[m]				
z_w	profondità della falda dal p.c.	6,00	[m]	NOTA			
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]	Devono essere compilati tutti i campi in azzurro			

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_k [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	sabbia	6,00	6,00	16,05	16,05	25,00	36,00	0,70	0,00	0,00	0,00
2	sabbia ada	4,50	10,50	19,70	9,70	51,00	39,00	0,70	0,00	0,00	0,00
3	sabbia ben	4,50	15,00	20,30	10,30	30,00	38,00	0,70	0,00	0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00

LEGENDA

ΔH_i	spessore dello strato
H_f	profondità dello strato dal p.c.
γ_k	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granulari)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_h/σ_v
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_a	adesione (solo coesivi)

Congruenza dei dati
Congruenza sulla lunghezza: OK
Congruenza sulla stratigrafia OK

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_k [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
3		4,50	15,00	20,30	10,30	30,00	38,00	0,70	0,00	0,00	0,00

A_b	Area della base del palo	0,03	[m²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	186,3	[kPa]
$N_q=\omega B_k$	Coeff. di pressione geostatica	73	
c	Coesione alla base	0,00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	9	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	427,25	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	142,42	[kN]

ϕ	26	30	34	37	40
B_k	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00

Tabella per il calcolo di B_k

H/D	26	30	34	37	40
5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di ω

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$s = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan \phi$

		$\sigma_{h,i}$	$\sigma_{h,(i+1)}$	$\sigma_{h,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s
$\sigma_{L,1}$	tensione laterale strato 1°	0	96,3	48,15	33,705	[kPa]	0,00	24,49
$\sigma_{L,2}$	tensione laterale strato 2°	96,3	139,95	118,125	82,6875	[kPa]	0,00	66,96
$\sigma_{L,3}$	tensione laterale strato 3°	139,95	186,3	163,125	114,1875	[kPa]	0,00	89,21
$\sigma_{L,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00

$Q_{L,lim}$	Portata limite laterale	533,88	[kN]	Peso proprio palo	11,78	[kN]	■ tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{L,amm}$	Portata amm. laterale	177,96	[kN]				■ non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE 949 [kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE 316 [kN]

EFFETTO DI GRUPPO SULLE PORTATE - protocollo di Converse Labarre

m	numero di file di pali	1	
n	numero di pali per fila	3	
i	interasse fra i pali	1,5	[m]
E	fattore di efficienza	0,94	
N	numero pali totali	3	

PORTATA TOTALE LIMITE DI GRUPPO 2688 [kN]
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO 896 [kN]

Figura 78: Opera 2B - Portate dei micropali – L=15m

16.6.2 AREA 1C

Strato	Prof.	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Coesione non drenata Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)	Densità relativa (%)
1	2,5	8	limo	14,24	18,67	32,89	0	4,31	0	0,34	45,01	101,95	68,98
2	6,5	2	limo argilloso	13,45	18,18	30,37	--	3,1	0	0,35	12,23	102,88	45,94
3	10,5	4	limo sabbioso	13,72	18,35	31,25	--	3,5	0	0,35	23,46	131,27	100
4	14,5	17	sabbia limosa	15,2	19,27	35,81	0	5,92	15,2	0,32	86,36	179,8	0

Figura 79: Modello Geotecnico Area 1C

PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,20	[m]	FS	coeff. sicurezza	3,00	[-]
L	lunghezza massima di calcolo	15,00	[m]				
z_w	profondità della falda dal p.c.	3,00	[m]	NOTA			
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]	Devono essere compilati tutti i campi in azzurro			

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	limo	2,50	2,50	14,24	14,24	8,00	30,10	0,70	0,00	0,00	0,00
2	sabbia ada	8,00	10,50	18,30	8,30	3,00	30,90	0,70	0,00	0,00	0,00
3	sabbia ben	4,50	15,00	19,20	9,20	17,00	35,80	0,70	0,00	0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00

LEGENDA

ΔH_i	spessore dello strato
H_f	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granulari)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_h/σ_v
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_a	adesione (solo coesivi)

Congruenza dei dati
Congruenza sulla lunghezza: OK
Congruenza sulla stratigrafia OK

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_f [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
3		4,50	15,00	19,20	9,20	17,00	35,80	0,70	0,00	0,00	0,00

A_b	Area della base del palo	0,03	[m²]
σ_{vL}	Pressione geostatica di base	143,4	[kPa]
$N_q=\upsilon B_\gamma$	Coeff. di pressione geostatica	73	
c	Coesione alla base	0,00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	9	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	328,87	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	109,62	[kN]

ϕ	26	30	34	37	40
B_γ	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00

Tabella per il calcolo di B_γ

H/D	26	30	34	37	40
5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di υ

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$s = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan\phi$

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,i+1}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s
$\sigma_{L,1}$	tensione laterale strato 1°	0	35,6	17,8	12,46	[kPa]	0,00	7,22
$\sigma_{L,2}$	tensione laterale strato 2°	35,6	102	68,8	48,16	[kPa]	0,00	28,82
$\sigma_{L,3}$	tensione laterale strato 3°	102	143,4	122,7	85,89	[kPa]	0,00	61,95
$\sigma_{L,4}$	tensione laterale strato 4°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{L,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00

$Q_{L,lim}$	Portata limite laterale	331,37	[kN]	Peso proprio palo	11,78 [kN]	u tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{L,amm}$	Portata amm. laterale	110,46	[kN]			ù non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	648	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	216	[kN]

EFFETTO DI GRUPPO SULLE PORTATE - protocollo di Converse Labarre

m	numero di file di pali	1	
n	numero di pali per fila	3	
i	interasse fra i pali	1,5	[m]
E	fattore di efficienza	0,94	
N	numero pali totali	3	

PORTATA TOTALE LIMITE DI GRUPPO	1836	[kN]
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO	612	[kN]

Figura 80: Opera 1C - Portate dei micropali – L=15m

16.6.3 AREA 1D

Strato	Prof.	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Coesione non drenata Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)	Densità relativa (%)
1	2,5	10	Sabbia	14,49	18,83	33,67	0	4,71	0	0,33	55,52	105,96	77,12
2	6,5	7	Sabbia limosa	14,11	18,59	32,49	0	4,1	0	0,34	39,7	127,78	61,83
3	10,5	27	Sabbia addensata ghiaiosa	15,76	19,61	37,37	0	6,92	17,65	0,31	111,51	174,88	100
4	14,5	31	Sabbia ben addensata	15,97	19,74	37,93	0	7,33	18,63	0,31	121,47	191,46	0

Figura 81: Modello Geotecnico Area 1D

PALI TRIVELLATI - massimo nove strati differenti

DATI DI INGRESSO

D	diametro del palo	0,20	[m]	FS	coeff. sicurezza	3,00 [-]
L	lunghezza massima di calcolo	15,00	[m]			
z_w	profondità della falda dal p.c.	11,00	[m]	NOTA		
f_{cd}	resistenza di calcolo del c.l.s.	13,20	[Mpa]	Devono essere compilati tutti i campi in azzurro		

NOTA: è sempre necessario inserire uno strato avente profondità uguale alla falda

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
1	sabbia	2,50	2,50	14,50	14,50	10,00	32,90	0,70	0,00	0,00	0,00
2	sabbia limo	4,00	6,50	14,20	14,20	7,00	32,60	0,70	0,00	0,00	0,00
3	sabbia ghia	4,50	11,00	18,90	18,90	27,00	36,90	0,70	0,00	0,00	0,00
4	sabbia ben	4,00	15,00	19,70	9,70	31,00	37,50	0,70	0,00	0,00	0,00
					0,00					0,00	0,00

LEGENDA

ΔH_i	spessore dello strato
H_i	profondità dello strato dal p.c.
γ_n	peso specifico del terreno naturale
γ'	peso specifico efficace
N_{SPT}	Numero colpi al piede (solo granulari)
ϕ	angolo di attrito (solo granulari)
K	rapporto tra σ_h/σ_v
c_u	coesione non drenata (solo coesivi)
c_a	adesione (solo coesivi)

Congruenza dei dati
Congruenza sulla lunghezza: OK
Congruenza sulla stratigrafia OK

PORTATA ALLA BASE - protocollo di Berenzantzev

n° strato	tipo terreno	ΔH_i [m]	H_i [m]	γ_n [kN/m³]	γ' [kN/m³]	N_{SPT} [-]	ϕ [°]	K [-]	c_u [kPa]	α [-]	c_a [kPa]
4		4,00	15,00	19,70	9,70	31,00	37,50	0,70	0,00	0,00	0,00

A_b	Area della base del palo	0,03	[m²]
$\sigma_{v,L}$	Pressione geostatica di base	216,9	[kPa]
$N_q=\sigma_v B_k$	Coeff. di pressione geostatica	73	
c	Coesione alla base	0,00	[kPa]
N_c	Coeff. di coesione	9	
$Q_{b,lim}$	Portata limite di base	497,41	[kN]
$Q_{b,amm}$	Portata amm. di base	165,8	[kN]

ϕ	26	30	34	37	40
B_k	20,00	33,00	63,00	104,00	186,00

Tabella per il calcolo di B_k

H/D	26	30	34	37	40
5,00	0,75	0,77	0,81	0,83	0,85
10,00	0,62	0,67	0,73	0,76	0,79
15,00	0,55	0,61	0,68	0,73	0,77
20,00	0,49	0,57	0,65	0,71	0,75
25,00	0,44	0,53	0,63	0,70	0,74

Tabella per il calcolo di υ

PORTATA LATERALE - protocollo di Viggiani

$s = c_{a,i} + \sigma_{h,med,i} \tan\phi$

		$\sigma_{v,i}$	$\sigma_{v,(i+1)}$	$\sigma_{v,med}$	$\sigma_{h,med}$		c_a	s
$\sigma_{h,1}$	tensione laterale strato 1°	0	36,25	18,125	12,6875	[kPa]	0,00	8,21
$\sigma_{h,2}$	tensione laterale strato 2°	36,25	93,05	64,65	45,255	[kPa]	0,00	28,94
$\sigma_{h,3}$	tensione laterale strato 3°	93,05	178,1	135,575	94,9025	[kPa]	0,00	71,25
$\sigma_{h,4}$	tensione laterale strato 4°	178,1	216,9	197,5	138,25	[kPa]	0,00	106,08
$\sigma_{h,5}$	tensione laterale strato 5°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{h,6}$	tensione laterale strato 6°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{h,7}$	tensione laterale strato 7°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{h,8}$	tensione laterale strato 8°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00
$\sigma_{h,9}$	tensione laterale strato 9°	0	0	0	0	[kPa]	0,00	0,00

$Q_{l,lim}$	Portata limite laterale	553,72	[kN]	Peso proprio palo	11,78	[kN]	tenere in conto nel calcolo della portata
$Q_{l,amm}$	Portata amm. laterale	184,57	[kN]				non tenere in conto nel calcolo della portata

PORTATA TOTALE LIMITE	1039	[kN]
PORTATA TOTALE AMMISSIBILE	346	[kN]

EFFETTO DI GRUPPO SULLE PORTATE - protocollo di Converse Labarre

m	numero di file di pali	1	
n	numero di pali per fila	3	
i	interasse fra i pali	1,5	[m]
E	fattore di efficienza	0,94	
N	numero pali totali	3	

PORTATA TOTALE LIMITE DI GRUPPO	2943	[kN]
PORTATA TOTALE AMM. DI GRUPPO	981	[kN]

Figura 82: Opera 1D - Portate dei micropali – L=15m

17 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) DEGLI ELEMENTI METALLICI - PASSERELLE

17.1 PASSERELLA "2B"

17.1.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO TRAVI PRINCIPALI HEB280 IMPALCATO

Si verificano a flessione le travi principali dell'impalcato. Il massimo valore di momento ottenuto dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

M_{Ed} = 255 kNm

Utilizzando profili HEB280 – S275 si ha una resistenza flessionale pari a:

M_{Rd} = 401,80 kNm

Da cui si ottiene:

M_{Ed} = 255 kNm< M_{Rd} = 401,80 kNm

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,635

Il massimo valore di taglio dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

V_{Ed} = 115 kN

Si ha una resistenza a taglio pari a:

V_{Rd} = 621,90 kN

Da cui si ottiene:

V_{Ed} = 115 kN< V_{Rd} = 621,90 kN

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,185

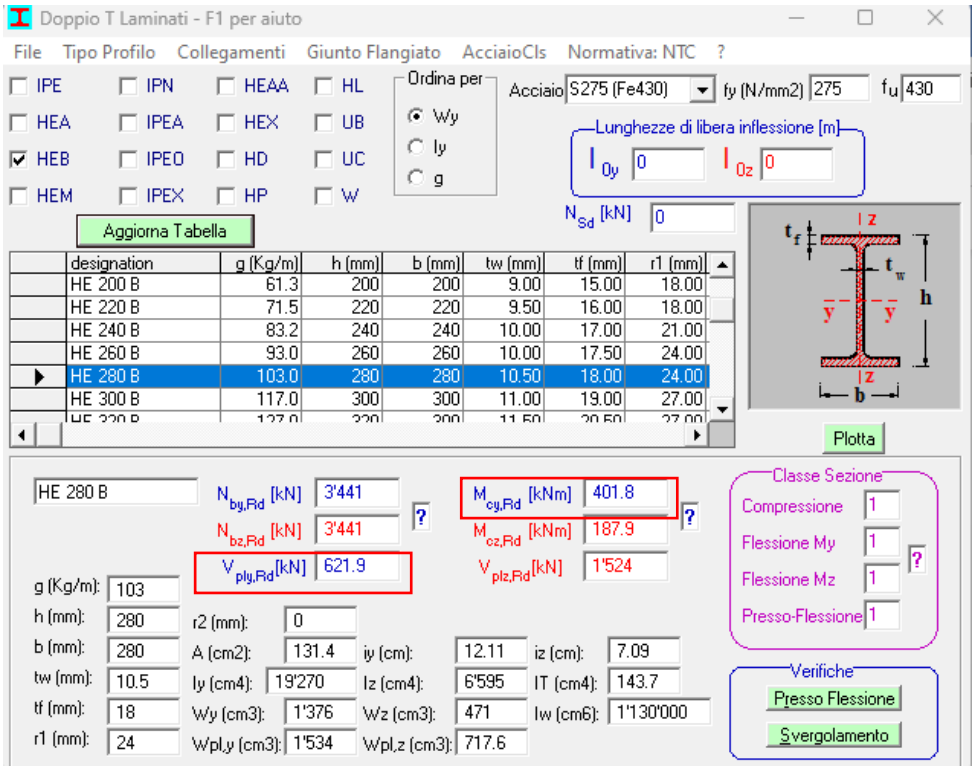


Figura 83: Momento e taglio resistente travi HEB280

17.1.2 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO TRAVI SECONDARIE DI IRRIGIDIMENTO HEB160 IMPALCATO

Si verificano a flessione le travi d'irrigidimento dell'impalcato. Il massimo valore di momento ottenuto dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

M_{Ed} = 20 kNm

Utilizzando profili HEB160 – S275 si ha una resistenza flessionale pari a:

M_{Rd} = 92,71 kNm

Da cui si ottiene:

M_{Ed} = 20 kNm< M_{Rd} = 92,71 kNm

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,216

Il massimo valore di taglio dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

V_{Ed} = 38 kN

Si ha una resistenza a taglio pari a:

V_{Rd} = 266 kN

Da cui si ottiene:

V_{Ed} = 38 kN< V_{Rd} = 266 kN

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,143

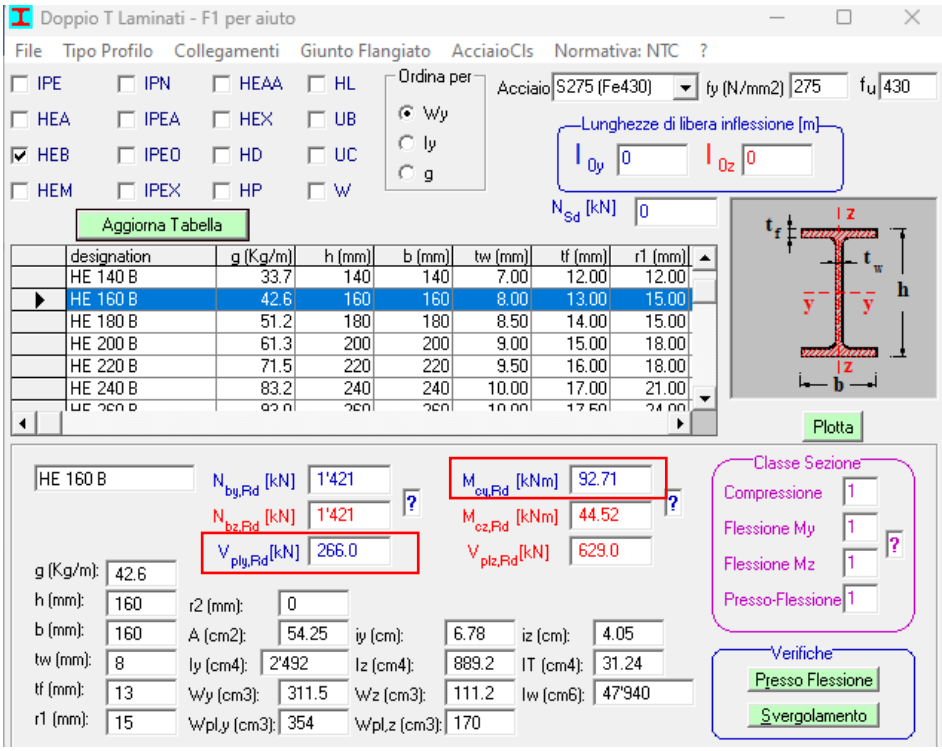


Figura 84: Momento e taglio resistente travi HEB280

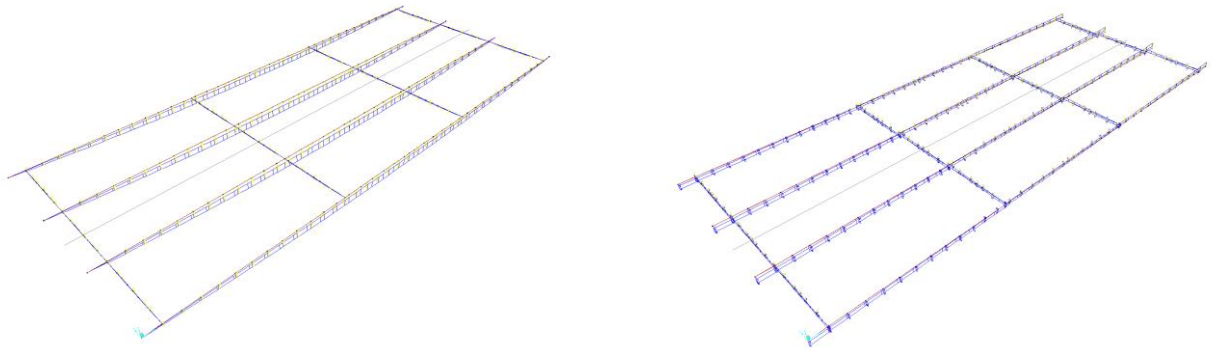


Diagramma dei momenti Diagramma dei tagli

Figura 85: Andamento sollecitazioni impalcato

17.2 PASSERELLE "1C E 1D"

17.2.1 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO TRAVI PRINCIPALI HEB280 IMPALCATO

Si verificano a flessione le travi principali dell'impalcato. Il massimo valore di momento ottenuto dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

M_{Ed} = 238 kNm

Utilizzando profili HEB280 – S275 si ha una resistenza flessionale pari a:

M_{Rd} = 401,80 kNm

Da cui si ottiene:

M_{Ed} = 238 kNm< M_{Rd} = 401,80 kNm

<u>La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,592</u>

Il massimo valore di taglio dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

V_{Ed} = 154 kN

Si ha una resistenza a taglio pari a:

V_{Rd} = 621,90 kN

Da cui si ottiene:

V_{Ed} = 154 kN< V_{Rd} = 621,90 kN

<u>La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,248</u>

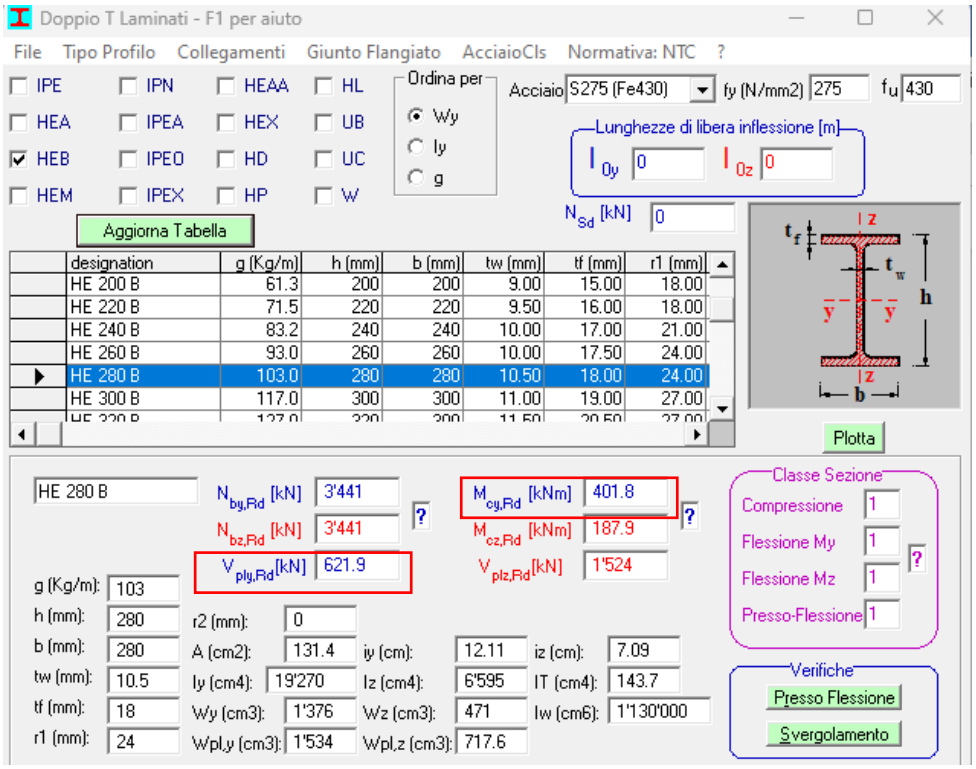


Figura 86: Momento e taglio resistente travi HEB280

17.2.2 VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO TRAVI SECONDARIE HEB160 IMPALCATO

Si verificano a flessione le travi d'irrigidimento dell'impalcato. Il massimo valore di momento ottenuto dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

M_{Ed} = 80 kNm

Utilizzando profili HEB160 – S275 si ha una resistenza flessionale pari a:

M_{Rd} = 92,71 kNm

Da cui si ottiene:

M_{Ed} = 80 kNm< M_{Rd} = 92,71 kNm

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,86

Il massimo valore di taglio dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV, per le travi centrali, è pari a:

V_{Ed} = 100 kN

Si ha una resistenza a taglio pari a:

V_{Rd} = 266 kN

Da cui si ottiene:

V_{Ed} = 100 kN< V_{Rd} = 266 kN

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,376

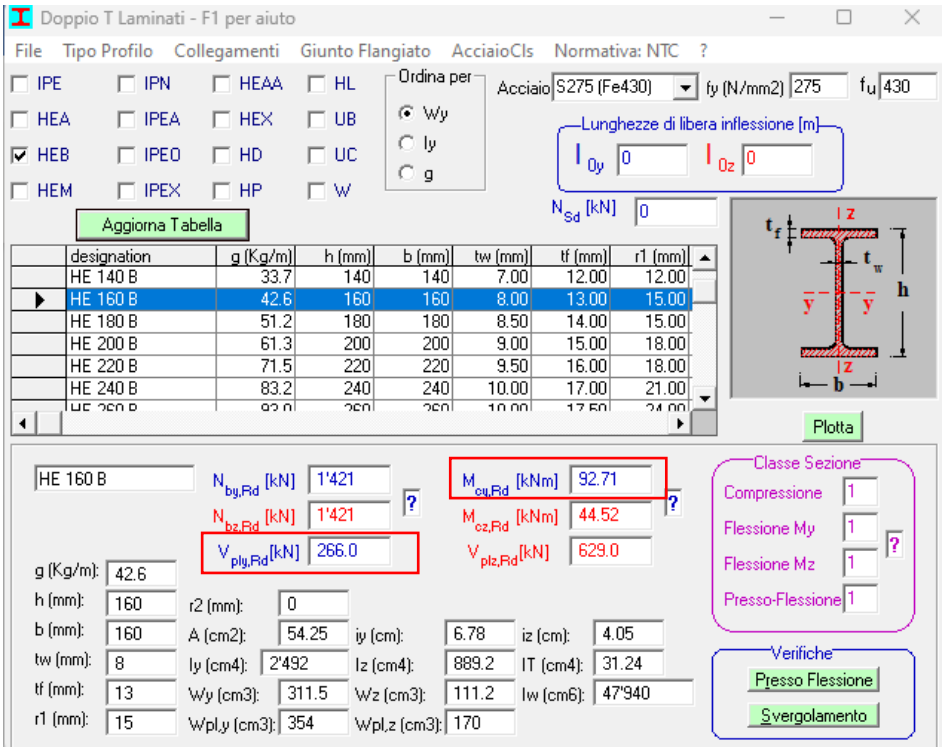


Figura 87: Momento e taglio resistente travi HEB280

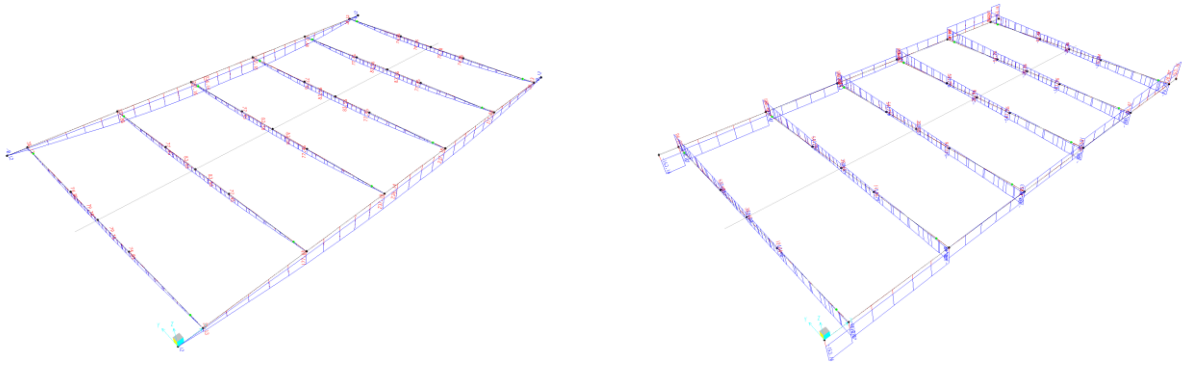


Diagramma dei momenti Diagramma dei tagli

Figura 88: Andamento sollecitazioni impalcato

18 VERIFICHE IN ESERCIZIO (SLE) - PASSERELLE

18.1 VERIFICA A DEFORMAZIONE DELL'IMPALCATO

18.1.1 PASSERELLA "2B"

Il valore massimo di spostamento verticale ottenuto dall'analisi numerica dall'inviluppo delle combinazioni rare per le travi principali risulta essere pari a:

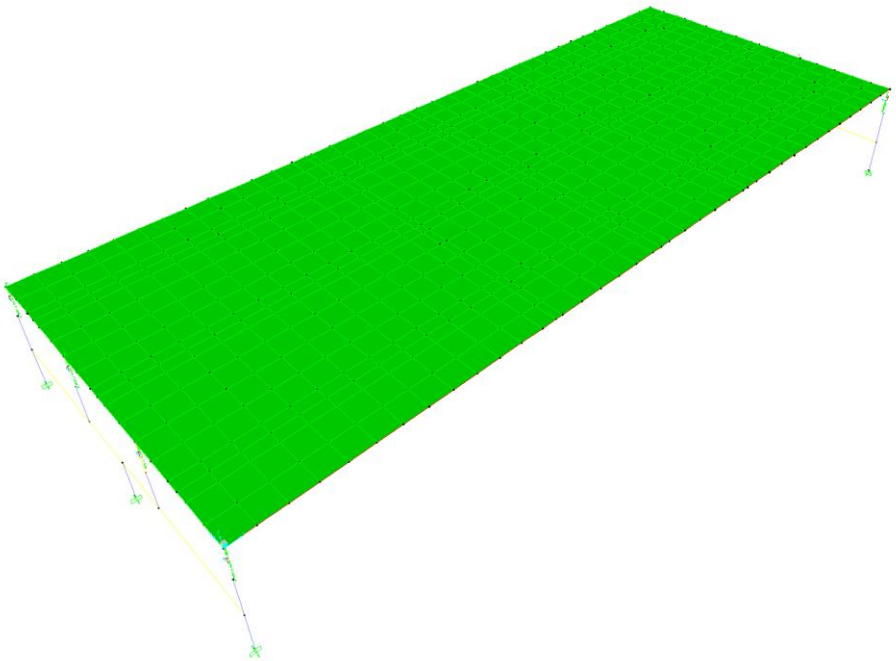
δ_{max}= 39 mm

Il valore di freccia limite per le travi in esame, considerando 1/400 della luce risulta essere pari a:

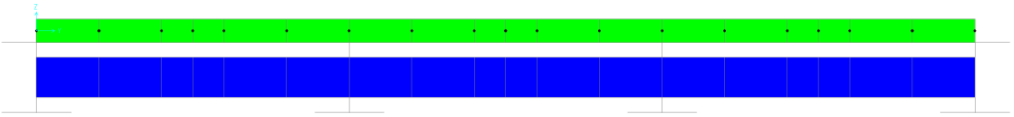
f_{lim} = 9250/400 =23,13 mm

Poiché il valore dello spostamento massimo dell'analisi risulta essere maggiore dell'abbassamento limite, si implementa nel modello ad elementi finiti anche la presenza del getto di soletta con lamiera grecata.

In dettaglio si modella con elementi bidimensionali shell (dimensioni 0,25x025m), solidale con i profili portanti in acciaio, una soletta in cls (dello spessore di 95mm – solo getto di completamento) per simulare la reale rigidezza del sistema collaborante:



Vista 3D



Vista dettaglio sezione trasversale impalcato

Figura 89: Modello passerella 2B con impalcato a shell - Sap200

I valori massimi di spostamento ottenuti da questa modellazione sono riportati in Figura 90:

Joint Displacements

Joint Object **60** Joint Element **60**

	1	2	3
Trans	**0.00135**	**0.00104**	**-0.01556**
Rotn	**0.00212**	**5.471E-04**	**5.010E-05**

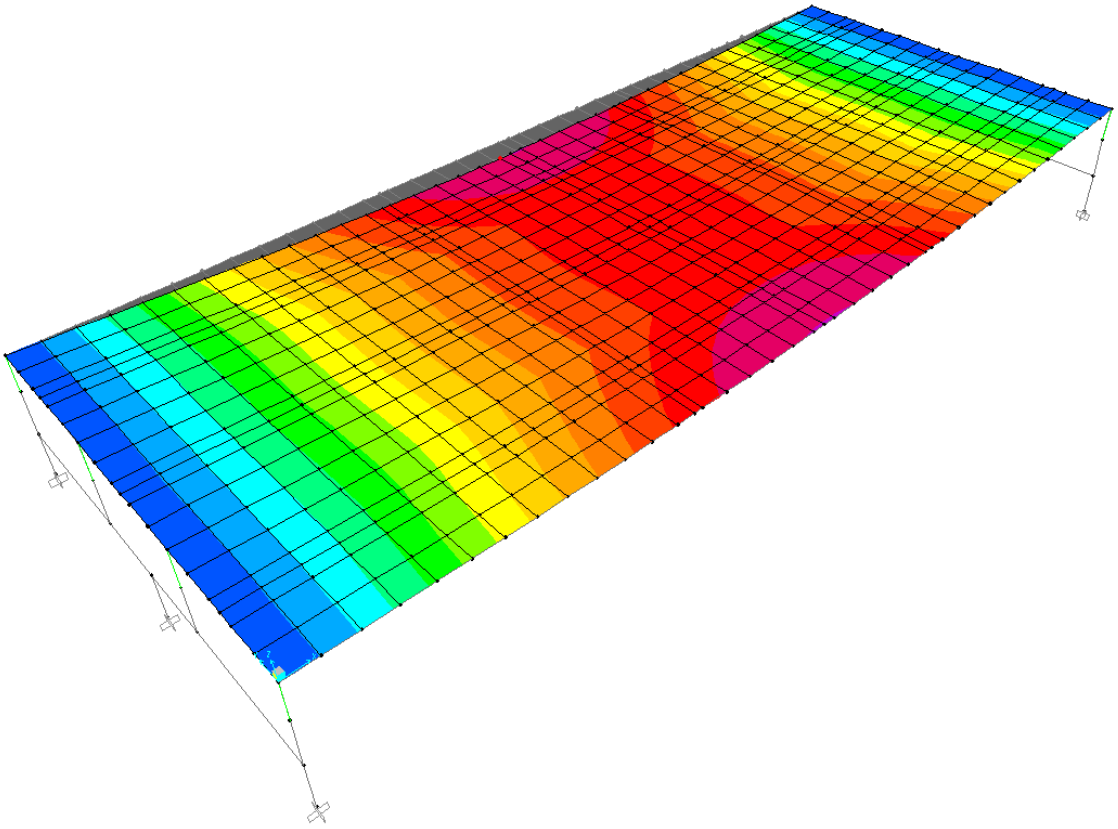


Figura 90: Modello passerella 2B con impalcato a shell - Sap200

δ_{max}= 15,56 mm

Il valore di freccia limite per le travi in esame, considerando 1/400 della luce risulta essere pari a:

flim = 9250/400 =23,12 mm

<u>La verifica a deformazione risulta essere SODDISFATTA.</u>

18.1.2 PASSERELLE "1C E "1D"

Il valore massimo di spostamento verticale ottenuto dall'analisi numerica dall'inviluppo delle combinazioni rare per le travi principali risulta essere pari a:

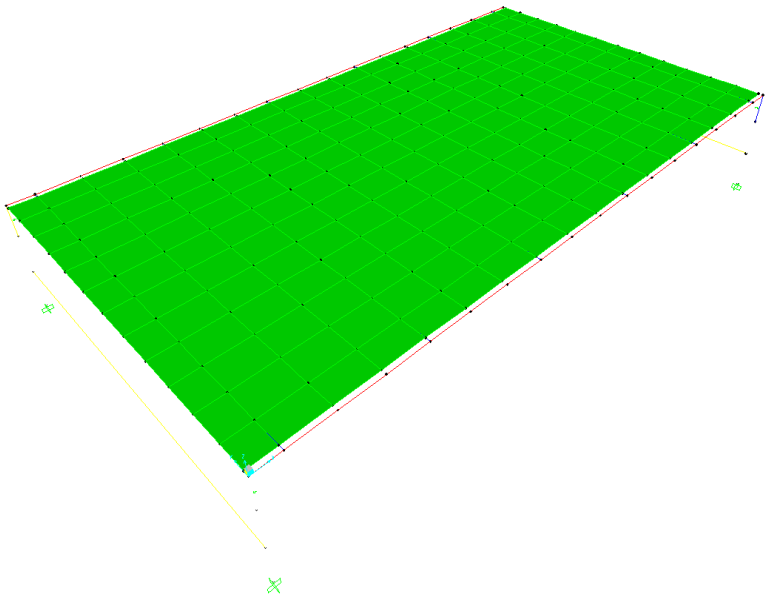
δ_{max}= 19 mm

Il valore di freccia limite per le travi in esame, considerando 1/500 della luce risulta essere pari a:

f_{lim} = 9250/400 =16,88 mm

Poiché il valore dello spostamento massimo dell'analisi risulta essere maggiore dell'abbassamento limite, si implementa nel modello ad elementi finiti anche la presenza del getto di soletta con lamiera grecata.

In dettaglio si modella con elementi bidimensionali shell (dimensioni 0,25x025m), solidale con i profili portanti in acciaio, una soletta in cls (dello spessore di 95mm – solo getto di completamento) per simulare la reale rigidezza del sistema collaborante:



Vista 3D

Figura 91: Modello passerella 1C e 1D con impalcato a shell - Sap2000

I valori massimi di spostamento ottenuti da questa modellazione sono riportati in Figura 91:

Joint Displacements

Joint Object **81** Joint Element **81**

	1	2	3
Trans	0.00135	5.677E-05	-0.01678
Rotn	0.00000	0.00102	0.00000

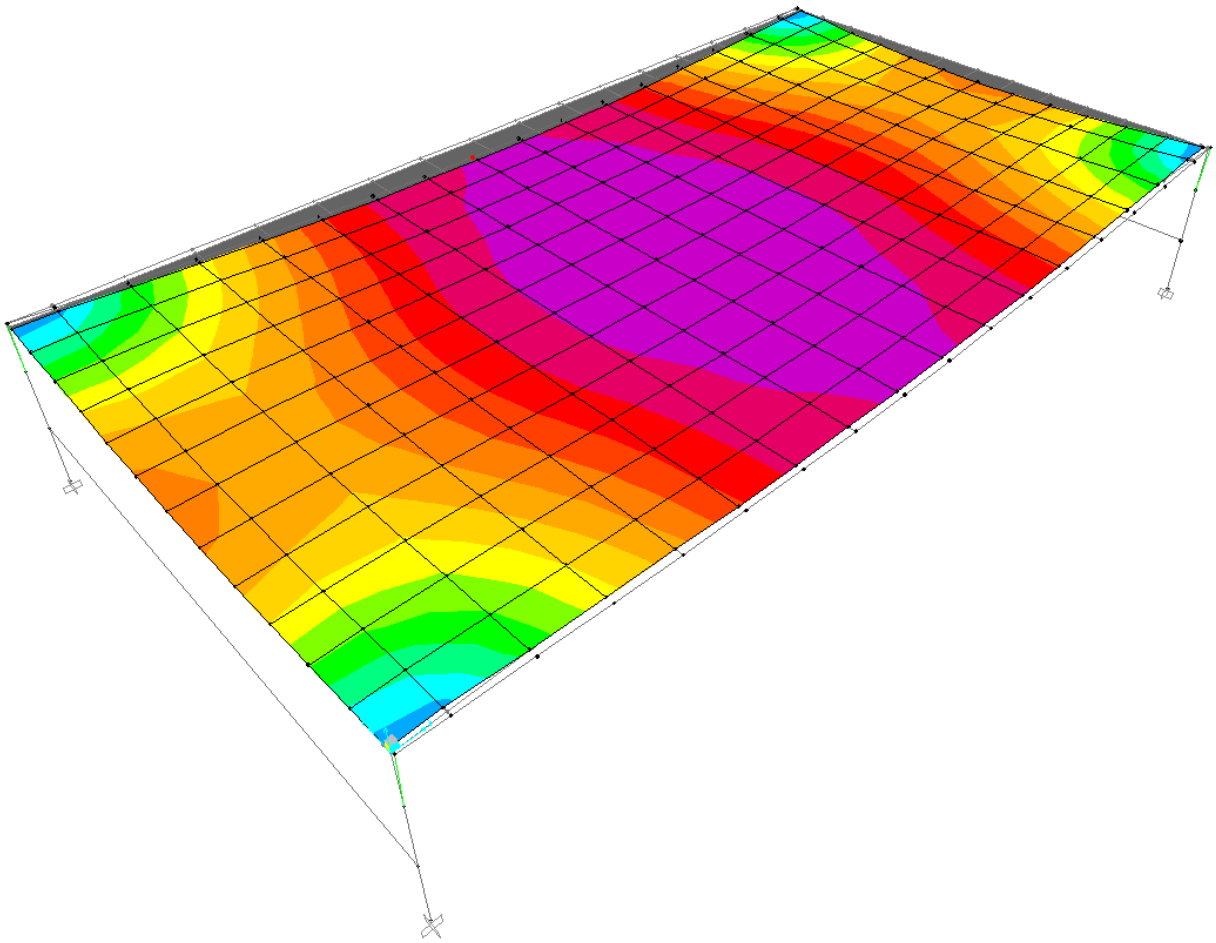


Figura 92: Modello passerella 1C e 1D con impalcato a shell - Sap2000

δ_{max}= 16,78 mm

Il valore di freccia limite per le travi in esame, considerando 1/500 della luce risulta essere pari a:
flim = 6750/400 =16,875 mm

<u>La verifica a deformazione risulta essere SODDISFATTA.</u>

19 VERIFICA DELLA SOLETTA COLLABORANTE CON LAMIERA GRECATA

19.1 PROGETTO DEI CONNETTORI A TAGLIO -SCORRIMENTO

19.1.1 PASSERELLA "2B"

19.1.1.1 Travi principali

Si riportano i calcoli per la progettazione dei pioli per la soletta collaborante, resistenti all'azione del taglio scorrimento. Si esegue il calcolo considerando il parziale ripristino di resistenza (con calcolo elastico) della sezione composta e si utilizza il software di Profili (Gelfi). Il momento agente massimo allo SLU è pari a: M_{Ed} =255 kNm.

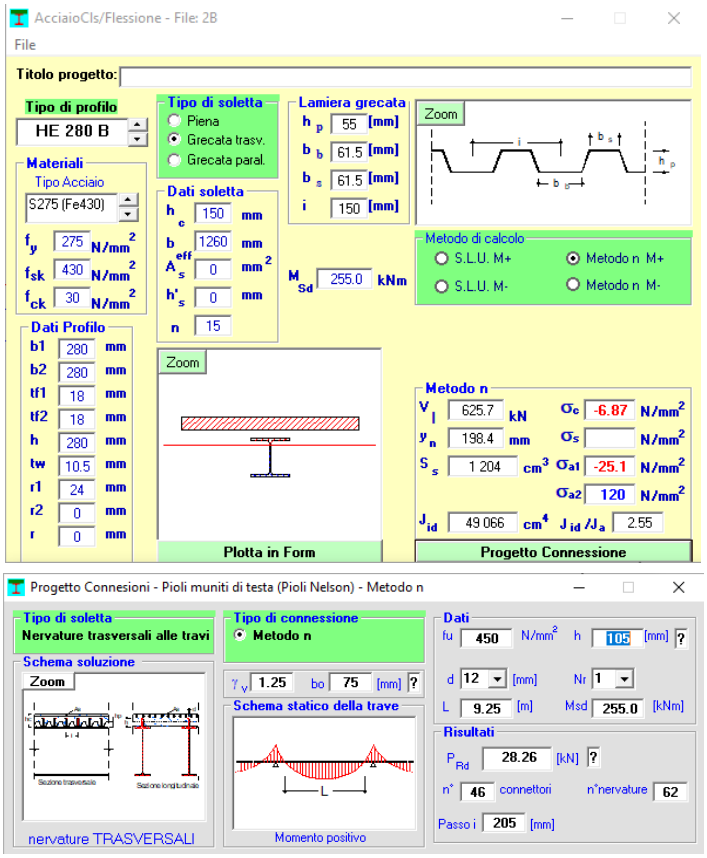


Figura 93: Numero dei connettori a taglio scorrimento

Il calcolo della base efficace è stato condotto seguendo il paragrafo 4.3.2.3 di [1] nel quale:

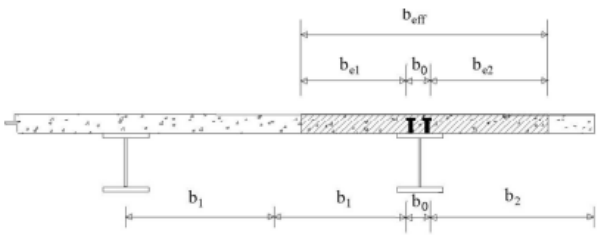


Figura 94: Calcolo base efficace

$b_{eff}= b_0+b_{e1}+b_{e2}$

$b_0 = 0$

b_{ei} = min (L_e/8, bi) =min (9,25/8;1,26/2) = min (1,16; 0,63)

da cui:

b_{eff}= 0+0,63x2=1,26 m

Per garantire il parziale ripristino della resistenza allo SLU dal calcolo risultano necessari n.46 connettori (Ø=12 mm L=105 mm). Si assume di posarne in numero pari alle nervature della lamiera grecata e quindi n.62 per ognuna delle n.4 travi costituenti l'impalcato.

19.1.2 PASSERELLE "1C E 1D"

19.1.2.1 Travi secondarie

Si riportano i calcoli per la progettazione dei pioli per la soletta collaborante, resistenti all'azione del taglio scorrimento. Si esegue il calcolo considerando il parziale ripristino di resistenza (con calcolo elastico) della sezione composta e si utilizza il software di Profili (Gelfi).

Il momento agente considerato allo stato limite ultimo tiene conto dei pesi propri G1 e G2 e della presenza dell'asse più gravoso del carico Tandem (40 +40 kN) applicato a massimizzare i momenti positivi. Si riportano in Figura 96 i valori delle sollecitazioni:

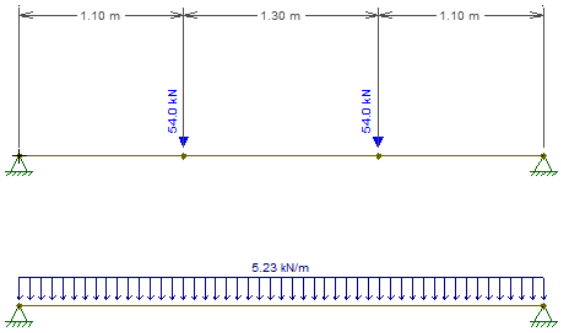


Figura 95: Carichi allo SLU

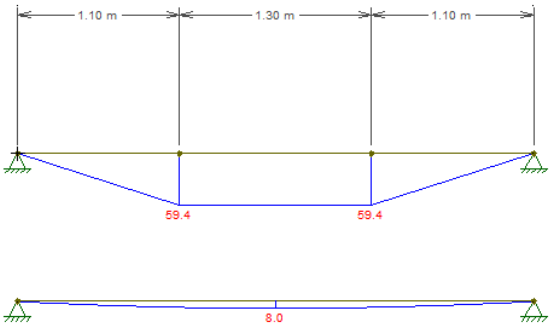


Figura 96: Sollecitazioni allo SLU

Il calcolo della base efficace è stato condotto seguendo il paragrafo 4.3.2.3 di [1] nel quale:

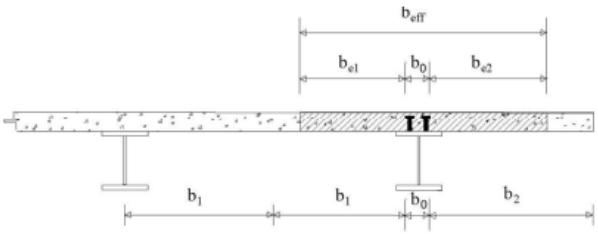


Figura 97: Calcolo base efficace

$b_{eff}= b_0+b_{e1}+b_{e2}$

$b_0 =0$

$b_{ei} = \min (L_e/8, bi) =\min (3,50/8;1,25/2) = \min (0,44; 0,63)$

da cui:

$b_{eff}= 0+0,44x2=0,88$ m

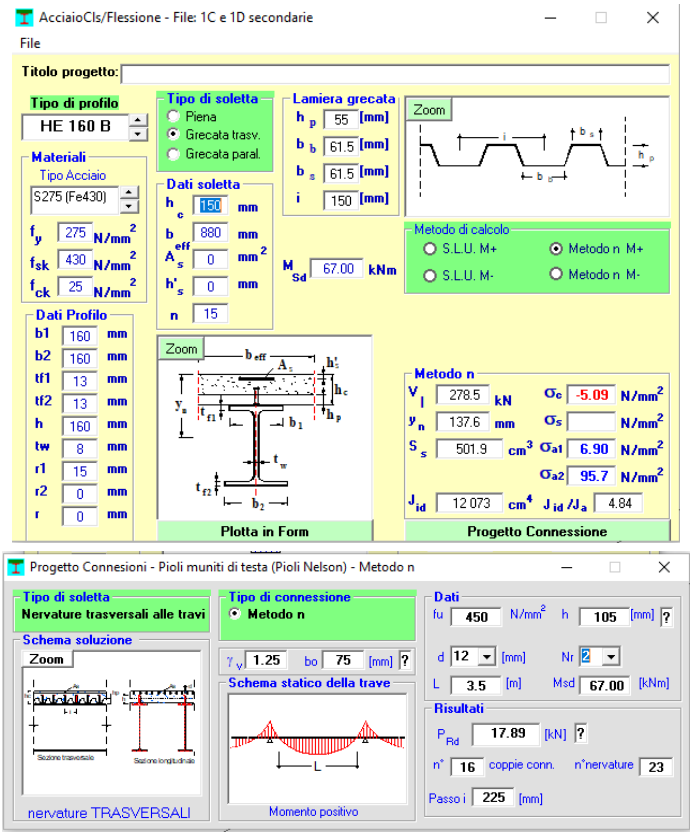


Figura 98: Numero dei connettori a taglio scorrimento

Per garantire il parziale ripristino della resistenza dal calcolo risultano necessari n.16 coppie di connettori (Ø=12 mm L=105 mm). <u>Poiché il numero di nervature è pari a 23 si assume un numero di coppie di connettori pari a 23 (totale connettori 46) per singola trave secondaria.</u>

19.2 VERIFICA DELLA LAMIERA GRECATA

19.2.1 VERIFICHE DI FASE 1

Dati di progetto:

G1 = 3,15 kN/m2;

Q = 1,50 kN/m2 (dovuto a presenza di operai ed eventuali mezzi d'opera)

L = 1,26 m;

19.2.1.1 Flessionale (con cariche allo SLE)

Si verifica la resistenza flessionale della lamiera all'atto del getto di cls.

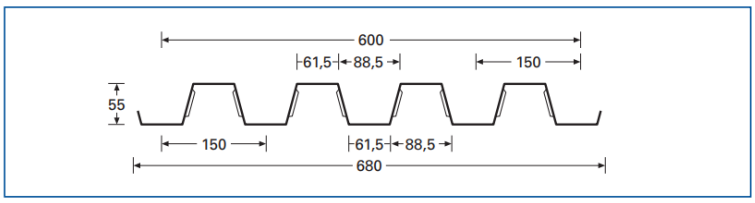
Su un metro di lamiera si ottiene:

q_{SLE}= 3,15x1,00+1,50x1,00=4,65 kN/m

$M_{Ed} = q_{SLE} \times l^2/8$ = 0,93 kNm;

Considerando la lamiera di spessore 8 decimi di mm si ha:

TIPO A 55/P 600
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 600



Caratteristiche della lamiera - Properties of the trapezoidal sheets Caracteristiques du profil - Blecheigenschaften	mm	Spessore - Thickness - Epaisseur - Stärke 0,70	0,80	1,00	1,20
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m	5,50	6,28	7,85	9,42
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m²	9,16	10,47	13,08	15,70
J totale - total	cm⁴/m	53,32	61,44	77,56	93,72
yi	cm	2,44	2,44	2,44	2,44
Area tot.	cm²/m	11,0	12,66	16,00	19,33
Compressione sup. - Top compression					
J_f	cm⁴/m	47,42	56,57	75,84	93,72
W_i	cm³/m	20,70	24,12	31,05	38,05
W_s	cm³/m	14,52	17,63	24,34	31,50
Compressione inf. - Bottom compression					
W_i	cm³/m	16,75	20,46	28,41	36,72
W_c	cm³/m	18,04	21,02	27,04	33,07

Figura 99: Caratteristiche della lamiera A55/ P 600

W_{El}=24120 mm³/m e una f_y = 165 MPa

$M_{Rd} = f_y \times W_{El} / \gamma_{M0}$ =165x24120/1,1 =3,62 kNm

Poiché il M_{Ed} = 0,93 < M_{Rd} =3,62 kNm

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,256

19.2.1.2 Taglio (SLE)

Si verifica la resistenza a taglio della lamiera all'atto del getto di cls.

Su un metro di lamiera si ottiene:

q_{sle}= 3,15x1,00+1,50x1,00=4,65 kN/m

V_{Ed} = q_{SLE} x l/2 = 2,93 kNm;

Considerando la lamiera di spessore 8 decimi di mm si ha una resistenza al taglio pari a:

Av = b x (n x h_p x s) =2 x 1000/150 x 55 x 0,8 = 586,67 mm^2/m

Dove:

b: numero di lamine;

n: numero di nervature;

V_{Rd} = f_y x A_v / ((rad(3)xγ_{M0}) =165x586,67/(1,73x1,1) =50,81 kN

Poiché il V_{Ed} = 2,93 < V_{Rd} =50,81 kN

La verifica risulta quindi SODDISFATTA. Il rapporto azione/resistenza è pari a 0,057

19.2.1.3 Deformazione (SLE)

Lo spostamento massimo calcolato in appoggio-appoggio è pari a:

δ_{max} = 5/384 x (q_{SLE} x L^4)/ EJ = 5/384 x (4,65x1260^4)/(210'000 x 61,44x10^4) =1,183 mm

f_{lim} =L/250 = 1260/250 = 5,04 mm

La verifica risulta quindi SODDISFATTA.

19.2.2 VERIFICHE DI FASE 2

Dati di progetto:

G_1 = 3,15 kN/m2;

G_2 = 1,00 kN/m2;

Q_{folla} = 5,00 kN/m2;

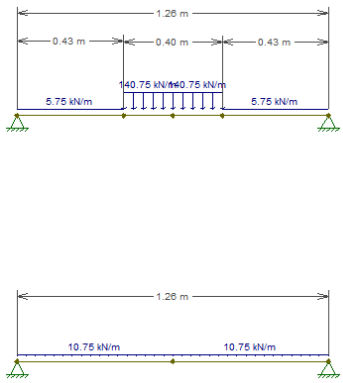
Q_{tandem} = 120 kN (40 +80 kN) – (vedi carico al 11.3.1)

L = 1,26 m;

19.2.2.1 Flessionale (SLU)

Per il calcolo del massimo momento flettente sulla lamiera si considera:

1. *la condizione di appoggio- appoggio (per il momento positivo) su una luce di 1,26 m per una larghezza di 1,00 m;*
2. *la condizione di trave continua su 4 appoggi (per il momento negativo) su una luce totale di 3,78 m (1,26 m per campata) per una larghezza di 1,00 m;*
   NB: visti gli interassi uguali per gli appoggi della lamiera, per le tipologie di passerelle in esame, si è considerata la sola condizione più significativa per il calcolo a momento negativo, che si verifica per la passerella "2B".



Configurazione di carico – massimi momenti (+)

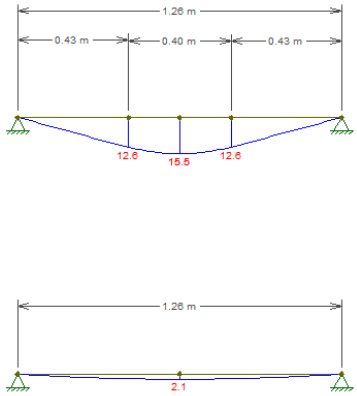
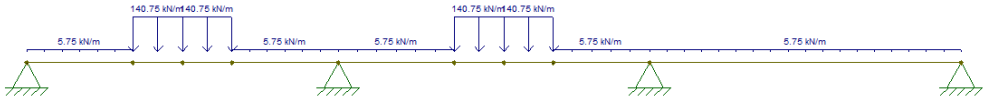


Diagramma momenti



Configurazione di carico – massimi momenti (-)

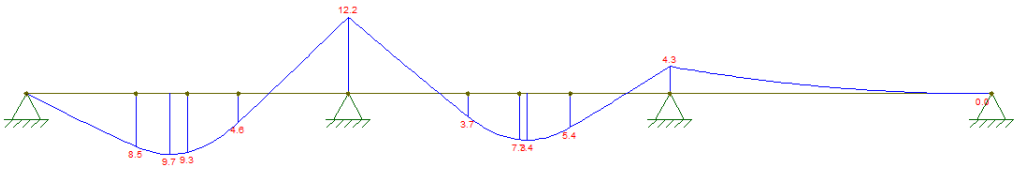


Diagramma momenti

Figura 100: Configurazione di carico - Momenti

Il valore massimo di momento agente positivo risulta pari a: M_{Ed} = 15,50 kNm/m

Il valore massimo di momento agente positivo risulta pari a: M_{Ed} = 12.20 kNm/m

Si assume:

armatura inferiore As = 1000/150 Ø10 = 6,67 x Ø10 = 523,60 mm^2/m;

armatura superiore A's = 1000/75 Ø10 = 13,33 x Ø10 = 1045 mm^2/m;

Lamiera grecata As = 1266 mm^2/m;

Poiché nel programma di calcolo VCA slu la tensione di snervamento delle barre è impostata al valore

f_{yd} = 391,3 MPa ma quella della lamiera è pari a f_{yd} = 165 MPa viene utilizzata l'armatura equivalente pari a As = 1266 x 165/391,3 = 534 mm^2/m.

Si riportano nelle pagine seguenti gli screen dei risultati di calcolo.

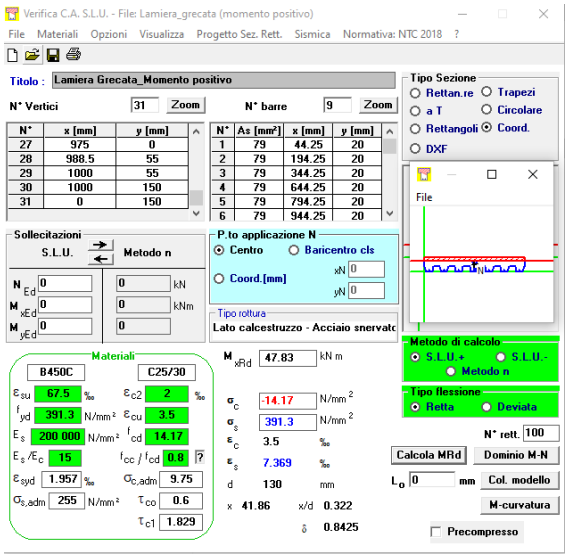


Figura 101: Resistenza flessionale SLU M+

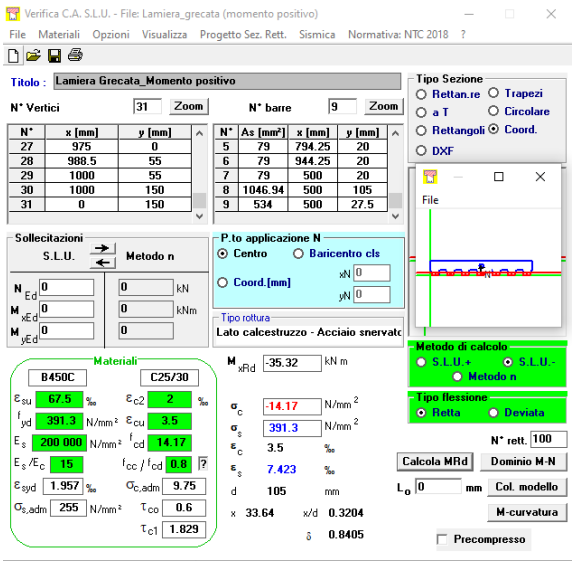


Figura 102: Resistenza flessionale SLU M-

Da cui risulta che

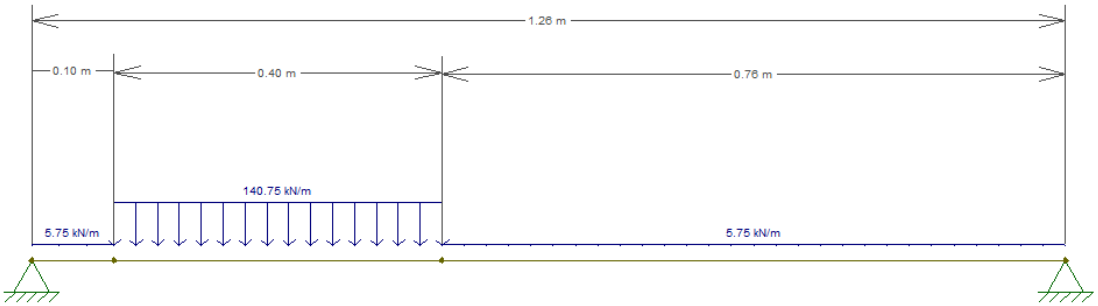
$M_{Ed\ (+)}$ = 15,50 kNm/m < $M_{Rd(+)}$ = 47,89 kNm/m;

$M_{Ed\ (-)}$ = -12,20 kNm/m < $M_{Rd(+)}$ = -35,32 kNm/m;

<u>La verifica risulta quindi SODDISFATTA.</u>

1.1.1.1 Taglio (SLU)

Per il calcolo del massimo taglio sulla lamiera si considera la condizione di appoggio- appoggio su una luce di 1,26 m per una larghezza di 1,00 m con carico posizionato a 0,10 m dall'appoggio.



Configurazione di carico – Taglio massimo

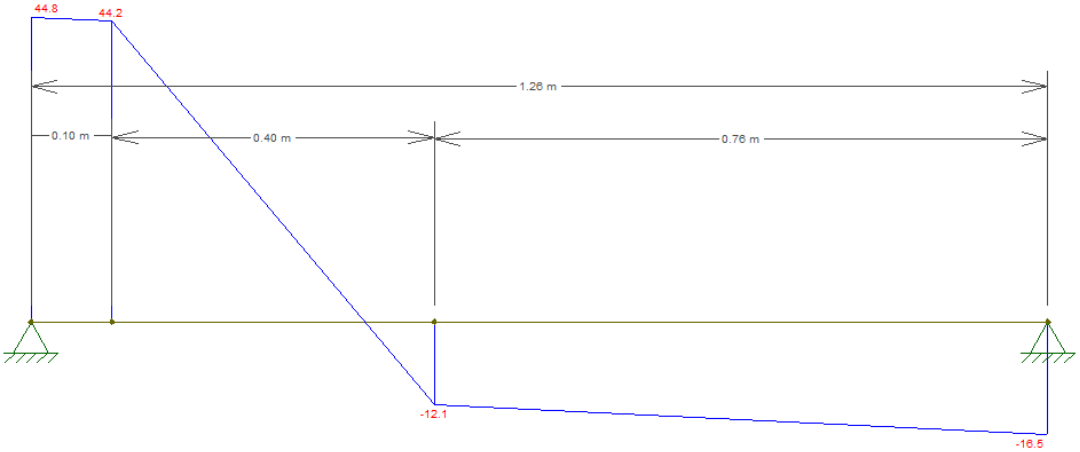


Diagramma – Taglio

La sollecitazione di taglio massimo su un metro di soletta è pari a: $V_{Ed,\ max}$ =45 kN

Sul singolo travetto il taglio agente è quindi pari a: $V_{Ed,\ max}$ =45/ (1000/150) = 6,75 kN

Si riporta nelle pagine seguenti la verifica di resistenza del travetto a taglio

Taglio_nuovo.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

b	61.50	[mm]	
h	150.00	[mm]	
d'	40.00	[mm]	
d	110.00	[mm]	
A_c	9225.00	[mm^2]	
k	2.00	≤2	
v_{min}	0.4950	[#]	
A_{sl}	78.53	[mm^2]	
ρ_l	0.01161	≤0.02	
N_{ed}	0.00	[N]	
σ_{cp}	0.00	[N/mm^2]	≤0.2*fcd

CARATTERISTICHE MECCANICHE

R_{ck}	30.12	[MPa]
f_{ck}	25.00	[MPa]
f_{yk}	450.00	[MPa]
γ_c	1.50	[#]
γ_s	1.15	[#]
f_{cd}	14.17	[MPa]
f_{yd}	391.30	[MPa]
v	0.50	[#]
α_c	1.00	[#]
α	90.00	[°]

SOLLECITAZIONE TAGLIO AGENTE

V_{Ed}	45	[kN]
t_{Ed}	0.522	[#]

Figura 103: Verifica a taglio travetti – Caratteristiche geometriche e meccaniche

Taglio_nuovo.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

VERIFICA SENZA ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO

Formula da NTC2018

V_{Rd} 4.99 [kN] $v_{Rd} = \max\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$

Valore di resistenza al taglio senza armatura specifica

V_{Rd} 4.99 [kN]

VERIFICA CON ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO

Resistenza massima lato calcestruzzo

$t_{Rcd,max(cot\theta=1)}$ 0.25 [#]

Calcolo resistenza traliccio di Ritter e Morsch

$Ø_{staffe}$	6	[mm]	A_{st}	28.27	[mm²]
n. bracci	2	[#]	A_{sw}	56.55	[mm²]
s	95	[mm]	ω_{sw}	0.267	[#]
cotθ*	0.933		se cotθ*	<1	
cotθ	1.000			1≤cotθ*≤2.5	
				>2.5	
V_{Rcd}	21.56	[kN]	Resistenza bielle compresse		
V_{Rsd}	23.06	[kN]	Resistenza armatura trasversale		

Valore di resistenza al taglio con armatura specifica

V_{Rd}	21.56	[kN]	t_{Rd}	0.25	[#]

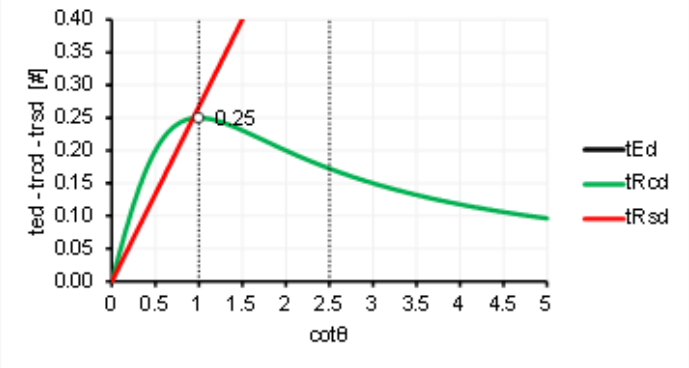


Figura 104: Verifica a taglio travetti – Risultati

La verifica risulta SODDISFATTA

19.2.2.2 Sollecitazioni SLE

Dati:

G_1 = 3,15kN/m^2 peso proprio cls + lamiera

G_2 = 1kN/m^2 peso proprio non strutturale

Q_F = 5kN/m^2 carico da folla compatta (schema 5)

Q_T = 100kN/m^2 carico tandem dei mezzi di soccorso (80/2=40kN; 40/0,4=100kN/m^2)

L = 1,26m

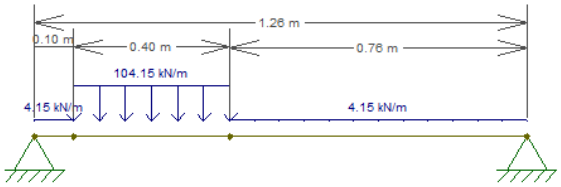
Sollecitazioni in combinazione rara:

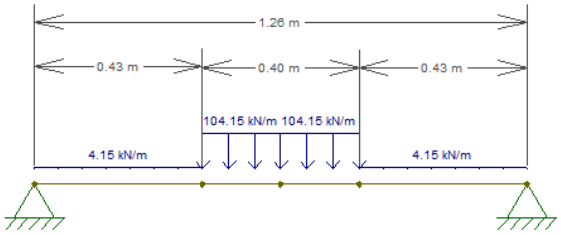
Caso di carico dovuto alla folla compatta (schema 5):

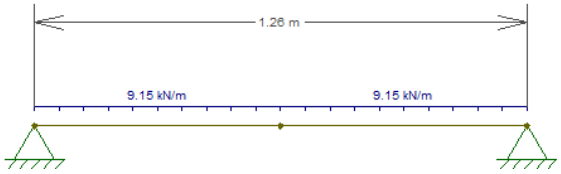
q = 1x3,15 + 1x1+ 1x5 = 9,15kN/m/m ($L_{inf.}$ = 1m)

Caso di carico dovuto al carico tandem:

q = 1x3,15 + 1x1+ 1x100 = 104,15kN/m/m ($L_{inf.}$ = 1m)







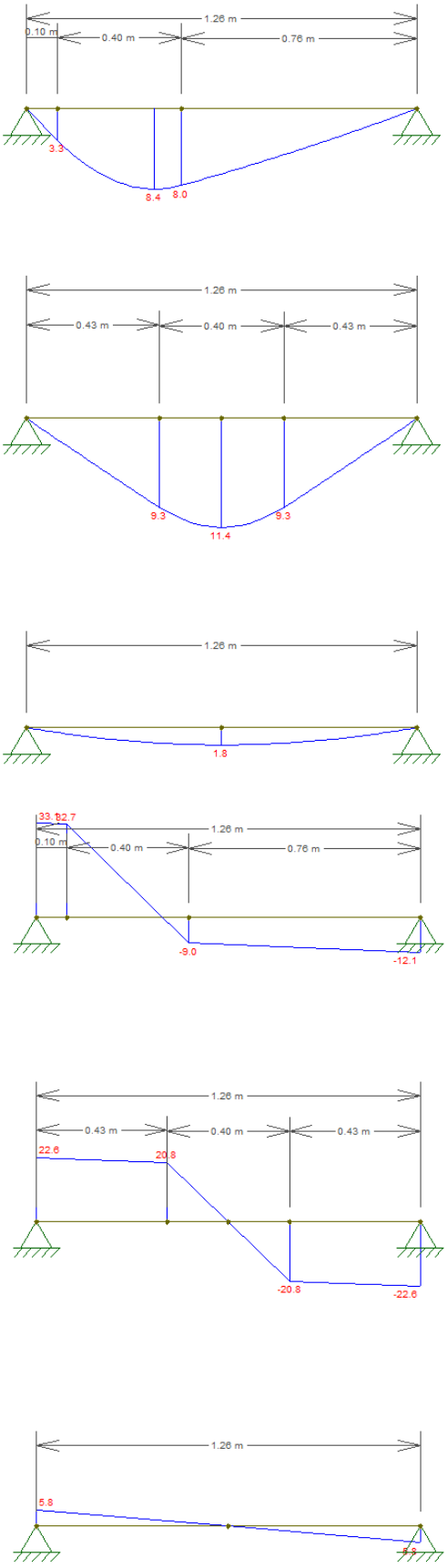


Figura 105: Sollecitazioni in combinazione SLE rara.

Le sollecitazioni in combinazione rara risultano:

M_{Ed} = 11,40 kNm → M_{Ed} = 1,71 kNm (per una larghezza di 15cm)

V_{Ed} = 33kN → V_{Ed} = 4,95 kN (per una larghezza di 150cm)

<u>Sollecitazioni in combinazione frequente</u>:

<u>Caso di carico dovuto al carico tandem:</u>

q = 1x3,15 + 1x1+ 1x0,75x100 = 79kN/m/m ($L_{inf.}$ = 1m)

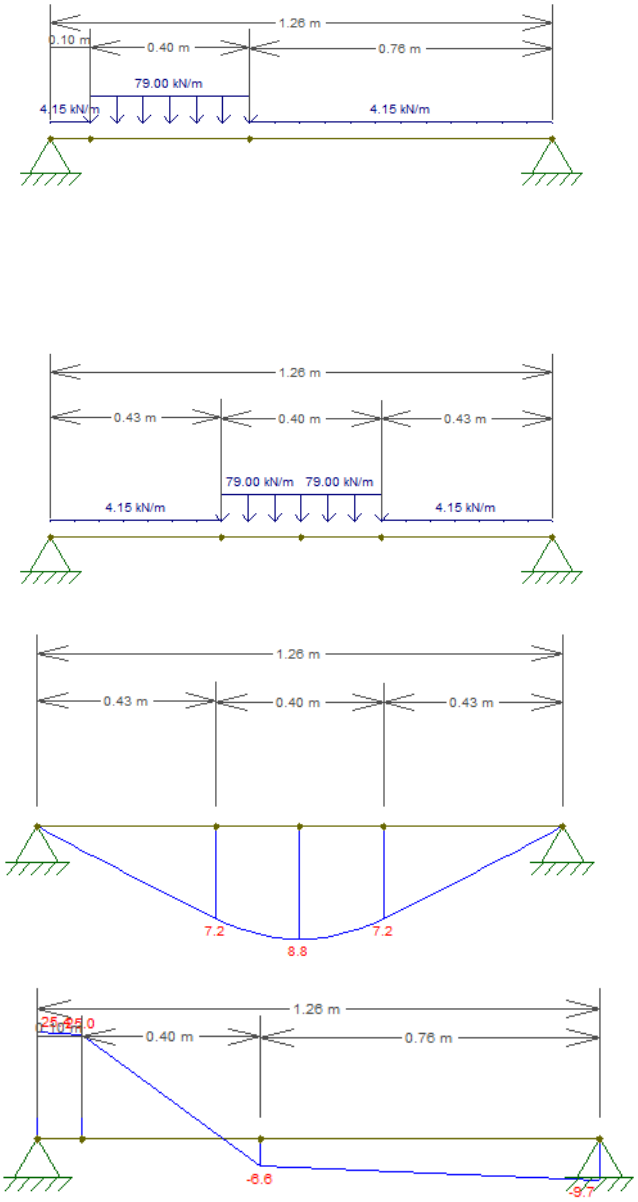


Figura 106: Sollecitazioni in combinazione SLE frequente.

Le sollecitazioni in combinazione frequente risultano:

M_{Ed} = 8,80 kNm → M_{Ed} = 1,32 kNm (per una larghezza di 15cm)

V_{Ed} = 25kN → V_{Ed} = 3,75kN (per una larghezza di 15cm)

Sollecitazioni in combinazione quasi permanente:

Caso di carico dovuto al carico tandem:

q = 1x3,15 + 1x1 + 1x0x100 = 4,15kN/m/m ($L_{inf.}$ = 1m)

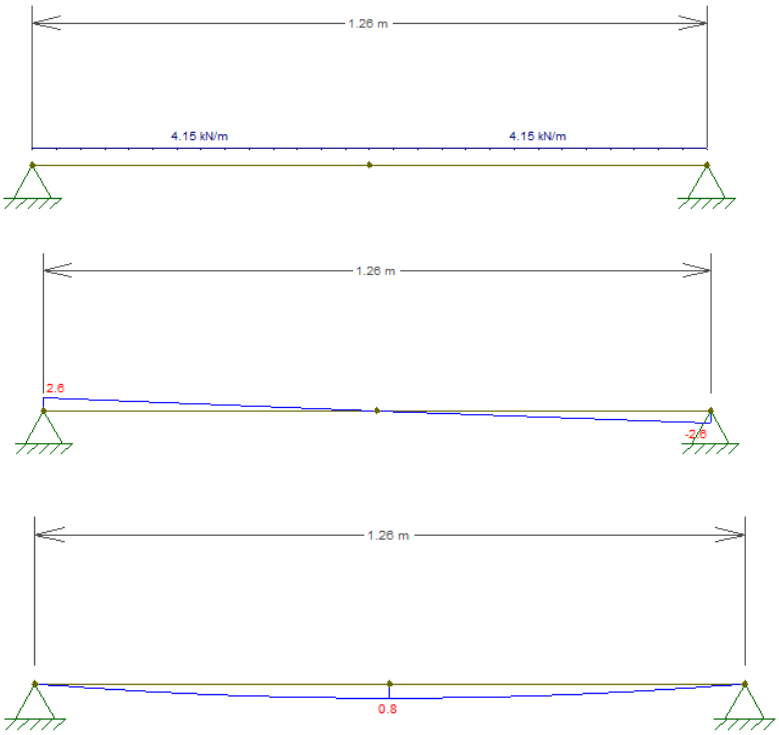


Figura 107: Sollecitazioni in combinazione SLE quasi permanente.

Le sollecitazioni in combinazione permanente risultano:

M_{Ed} = 0,8kNm → M_{Ed} = 0,12kNm (per una larghezza di 15cm)

V_{Ed} = 2,6kN → V_{Ed} = 0,39kN (per una larghezza di 15cm)

19.2.2.3 Tensioni agenti

Per rappresentare correttamente tutte le armature presenti all'interno della sezione, le armature si dividono in 3 strati:

- *2 strati rappresentano le armature superiori (2Ø10) e inferiori (1Ø10);*
- *3 strati rappresentano le armature della lamiera (armature equivalenti in quanto la lamiera ha una tensione di snervamento di 165MPa e il calcolo viene effettuato con la tensione del B450C.*

A_{anima} = 0,1 x 6,15 = 0,615 cm^2 → A_{anima} = 0,615 cm^2 x 165/391,3 = 0,259 cm^2

A_{ali} = 0,1 x 5,5 x 2 = 1,1 cm^2 → A_{ali} = 1,1 cm^2 x 165/391,3 = 0,464 cm^2

Di seguito si riportano i risultati delle tensioni agenti:

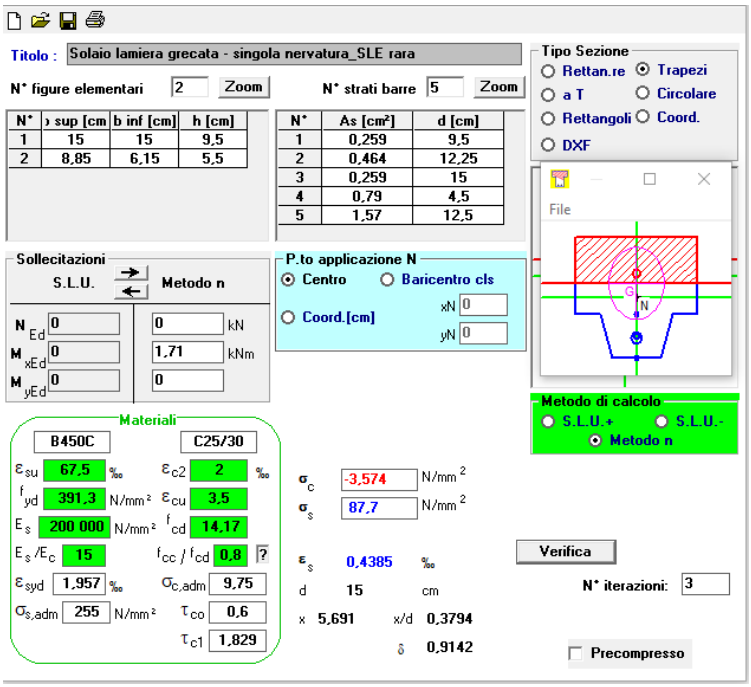


Figura 108: Tensioni in combinazione SLE rara.

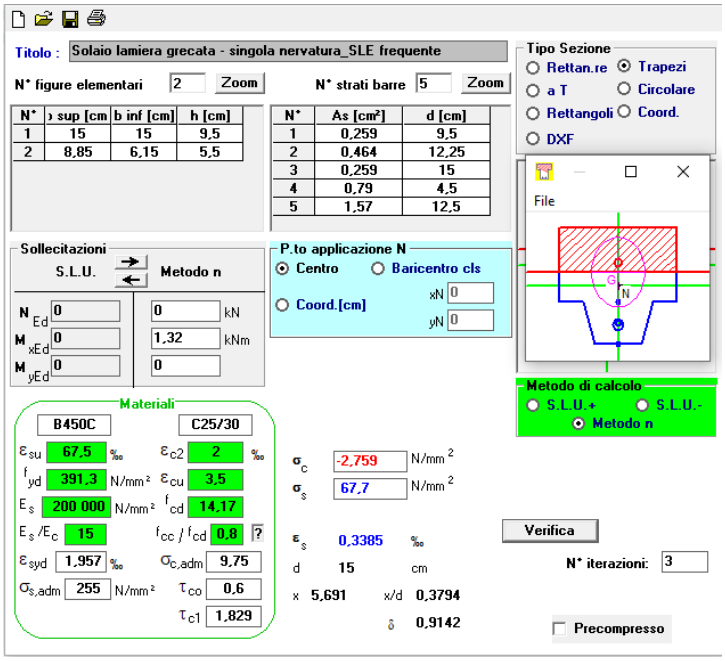


Figura 109: Tensioni in combinazione SLE frequente.

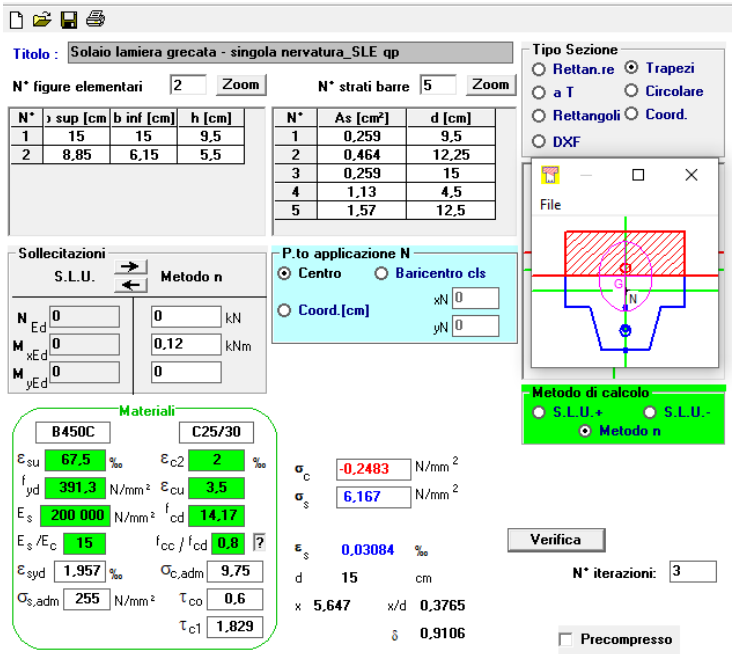


Figura 110: Tensioni in combinazione SLE q.p..

Le tensioni in combinazione rara risultano:

σ_c = 3,57MPa

σ_s = 87,7MPa

Le tensioni in combinazione frequente risultano:

σ_c = 2,76MPa

σ_s = 67,7MPa

Le tensioni in combinazione quasi permanente risultano:

σ_c = 0,25MPa

σ_s = 6,17MPa

Verifica SLE a deformazione

Secondo il §4.1.2.2.2 delle NTC, i limiti di deformabilità devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine, calcolate sotto l'azione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

Le caratteristiche statiche della sezione omogeneizzata al calcestruzzo e della sezione parzializzata relativamente alla singola nervatura vengono calcolate col programma VcaSLU.

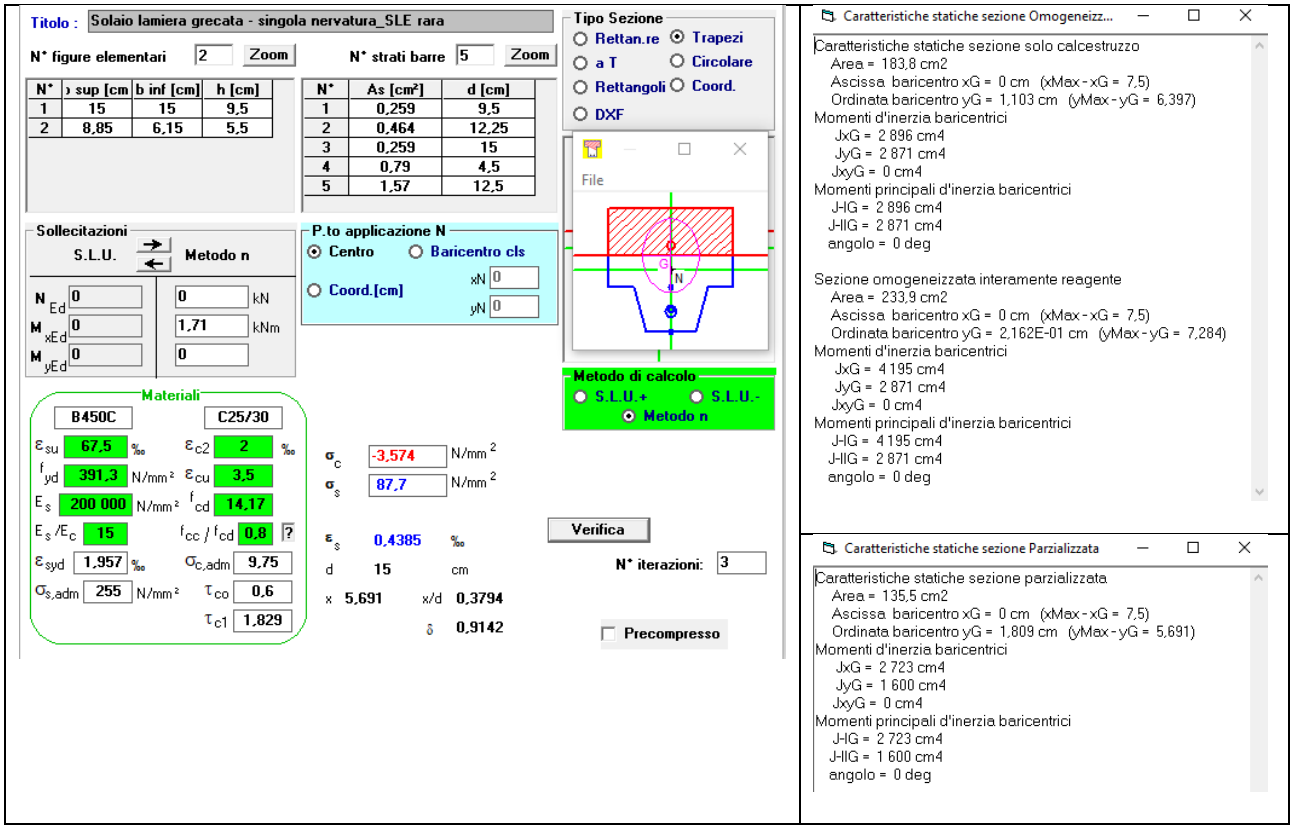
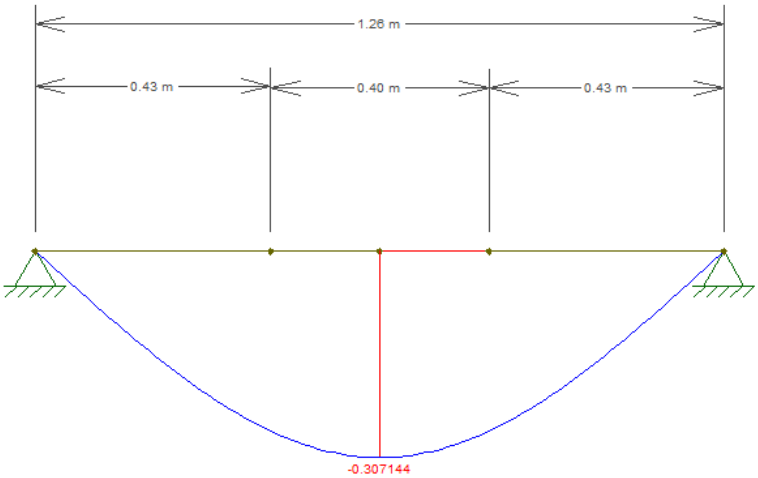


Figura 111: Caratteristiche singola nervatura (15cm)

La freccia viene calcolata con il momento d'inerzia per unità di larghezza della soletta:

I = (2896 + 2723)/2 x 100/15 = 18730 cm^4

In combinazione rara l'inflessione massima risulta 0,30 mm:



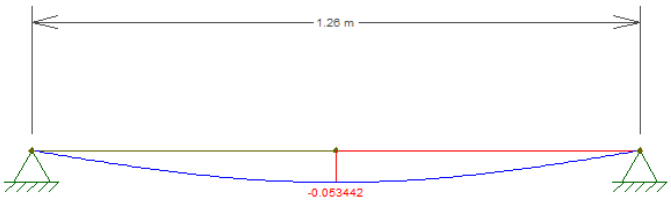


Figura 112: Inflessione dovuta alla combinazione SLE rara (carico tandem in alto, carico da folla in basso).

$$\delta max = 0{,}53\ \ mm < \frac{L}{500} = \frac{1260}{500} = 2{,}52\ mm$$

La verifica è ampliamente soddisfatta.

19.2.2.4 Verifica SLE a fessurazione

I criteri di scelta dello stato limite di fessurazione sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 32: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

In questo caso si considerano condizioni ambientali ordinarie e armature poco sensibili; si ottiene quindi che l'apertura delle fessure deve essere minore o uguale a w_3 per la combinazione frequente e minore o uguale a w_2 per la combinazione quasi permanente, con a w_2 = 0,3 mm e w_3 = 0,4 mm.

Come indicato al paragrafo §4.1.2.2.4.5 delle NTC, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. La Circolare alle NTC definisce i diametri massimi delle barre e la spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione.

Per lo SLE in combinazione frequente il momento massimo è 1,32 kNm che corrisponde a σ_s = 68 MPa.

Per lo SLE in combinazione quasi permanente il momento massimo è 0,12kNm che corrisponde a σ_s = 6,17MPa.

Tabella 33: Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella 34: Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Le verifiche risultano soddisfatte.

19.2.2.5 Verifica SLE a tensione

Secondo il §4.1.2.2.5 delle NTC, si devono verificare le massime tensioni nel calcestruzzo e nelle armature dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente.

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}60 f_{ck}$ = 15 MPa per la combinazione caratteristica

$\sigma_{c,max} \leq 0{,}45 f_{ck}$ = 11,25 MPa per la combinazione quasi permanente

$\sigma_{s,max} \leq 0{,}80 f_{yk}$ = 360 MPa per la combinazione caratteristica

A favore di sicurezza, le tensioni limite sono state calcolate con un calcestruzzo C25/30.

Il momento massimo per SLE in combinazione rara risulta 1,71kNm, che corrispondono ad una tensione massima nell'acciaio pari a 87,7MPa e una compressione massima di 3,57MPa.

Il momento massimo per SLE in combinazione quasi permanente risulta 0,12kNm, che corrispondono ad una compressione massima di 0,25MPa.

I limiti risultano essere rispettati.

20 PROGETTO E VERIFICA SISTEMA DI APPOGGIO

20.1 PASSERELLA "2B"

Il sistema di appoggio previsto per la passerella "2B" prevede il seguente schema statico

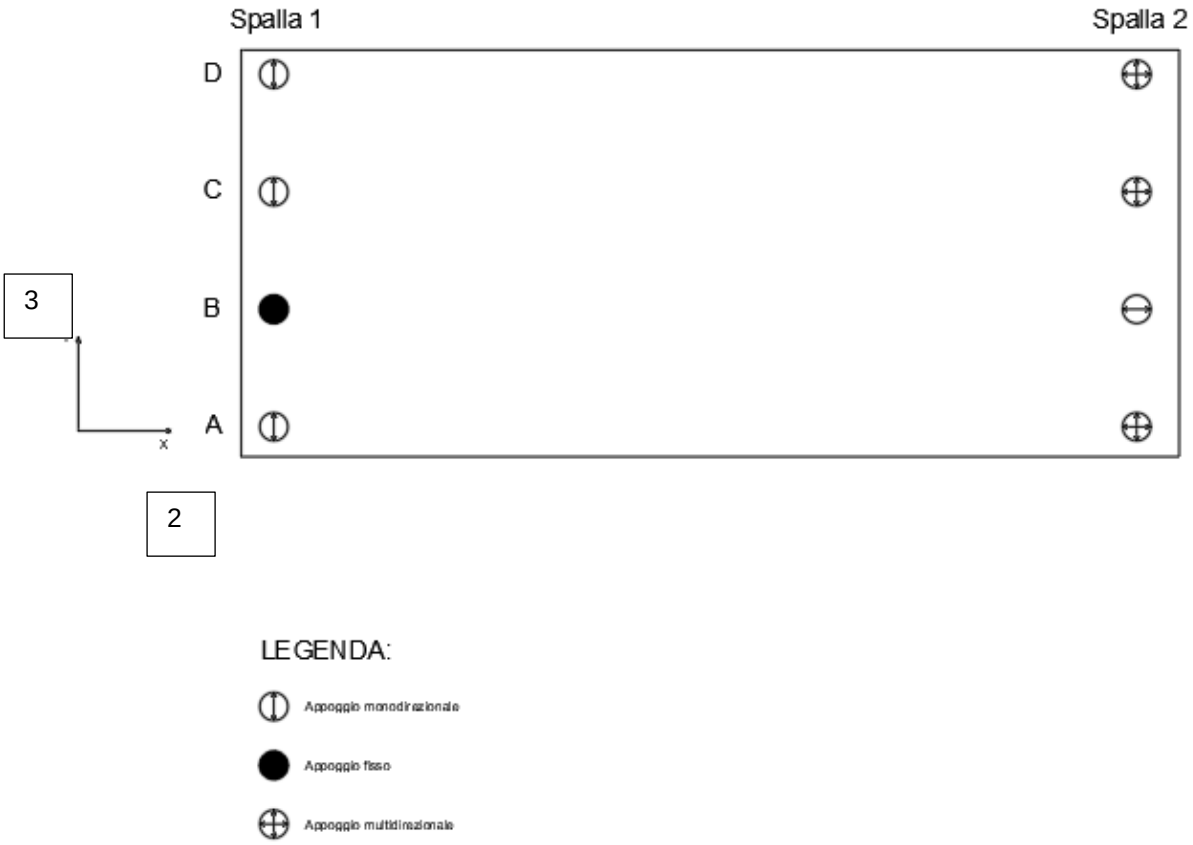


Figura 113 Schema dispositivi di appoggio – Ponte "2B"

Tale schema che risulta essere isostatico in entrambe le direzioni X e Y dell'impalcato (per le resistenze passive dei vincoli presenta lo sviluppo di basse reazioni iperstatiche).

Dall'inviluppo delle sollecitazioni SLU-SLV si ottengono le seguenti reazioni vincolari:

Tabella 35: Valori massimi SLU e SLV forze appoggi – Passerella 2B

LinkElem	OutputCase	P	V2	V3
Text	Text	KN	KN	KN
S1A	ENV_SLU	94.142	4.806	0.66
S1B	ENV_SLU	115.077	45.135	1.725
S1C	ENV_SLU	115.077	45.135	0.659
S1D	ENV_SLU	94.142	4.806	1.318
S2A	ENV_SLU	95.23	4.806	0.66
S2B	ENV_SLU	116.276	4.803	1.725
S2C	ENV_SLU	116.276	4.803	0.659

LinkElem	OutputCase	P	V2	V3
Text	Text	KN	KN	KN
S1A	ENV_SLV	23.279	9.533	0.639
S1B	ENV_SLV	34.23	14.515	27.415
S1C	ENV_SLV	34.23	14.515	0.629
S1D	ENV_SLV	23.279	9.533	0.862
S2A	ENV_SLV	23.279	1.695	0.639
S2B	ENV_SLV	34.23	1.756	27.415
S2C	ENV_SLV	34.23	1.756	0.629

S2D	ENV_SLU	95.23	4.806	1.318	S2D	ENV_SLV	23.279	1.695	0.862

Dall'inviluppo allo SLU e SLC si ottengono i seguenti spostamenti massimi:

Tabella 36: Valori massimi SLU spostamenti appoggi – Passerella 2B

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLU	0.08286	0.048059	0.6592	0.014579
S1B	ENV_SLU	0.096686	0.451353	0.017218	0.017991
S1C	ENV_SLU	0.098471	0.451353	0.658779	0.018066
S1D	ENV_SLU	0.08286	0.048059	1.318265	0.014579
S2A	ENV_SLU	0.084164	4.805906	0.659199	0.014586
S2B	ENV_SLU	0.097983	4.803046	0.017218	0.018035
S2C	ENV_SLU	0.099826	4.803046	0.658779	0.018044
S2D	ENV_SLU	0.084164	4.805906	1.318267	0.014586

Tabella 37: Valori massimi SLC spostamenti appoggi – Passerella 2B

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLC	0.021669	0.12034	0.7689	0.004229
S1B	ENV_SLC	0.031733	0.18564	0.358907	0.006148
S1C	ENV_SLC	0.031733	0.18564	0.760547	0.006148
S1D	ENV_SLC	0.021669	0.12034	0.997152	0.004229
S2A	ENV_SLC	0.02167	1.724085	0.768853	0.004229
S2B	ENV_SLC	0.031733	1.804622	0.35891	0.006146
S2C	ENV_SLC	0.031733	1.804622	0.76051	0.006146
S2D	ENV_SLC	0.02167	1.724085	0.997108	0.004229

I valori massimi ottenuti dalla modellazione numerica sono pari a:

N_{max} =115 kN

V_{max} = 46 kN

U_{2max} = 4,80 mm;

U_{3max} = 1,30 mm;

R_3 = 0,009 rad*

*Utilizzando il modello numerico con presenza di soletta collaborante descritto al capitolo 18 i valori di rotazione allo SLU si riducono ai seguenti:

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLU	0.093628	0.440643	0.793452	0.008596
S1B	ENV_SLU	0.101576	0.252798	0.10726	0.006874
S1C	ENV_SLU	0.099635	0.25048	0.798252	0.006826
S1D	ENV_SLU	0.093369	0.435495	1.508849	0.008592
S2A	ENV_SLU	0.093571	3.85123	0.81368	0.008823
S2B	ENV_SLU	0.101553	3.892259	0.106055	0.006932
S2C	ENV_SLU	0.100212	3.893469	0.795351	0.006905
S2D	ENV_SLU	0.09351	3.854347	1.517358	0.00887

Per il dimensionamento dei vincoli fissi o monodirezionali trasversali (spalla 1) si controlla che il taglio totale massimo (SLU o SLV) diviso per il numero di appoggi (4) non risulti superiore al massimo valore sul singolo appoggio ottenuto dall'analisi:

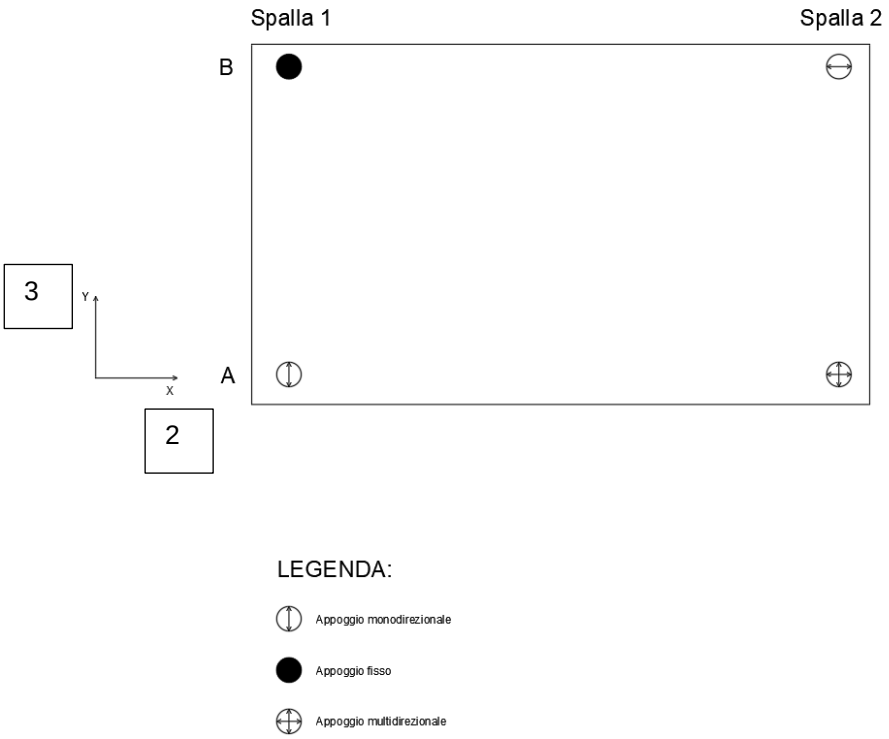
$V_{max,\ SLU}$ = 45x2+5x6 = 120/4 = 30 kN;

$V_{max,\ SLV}$ = 10x2+15x2+2x4 = 58/4 = 15 kN;

Il massimo valore è quello ottenuto dall'analisi pari a V_{max} = 46 kN

20.2 PASSERELLA "1C E 1D"

Il sistema di appoggio previsto per le passerelle "1C" e "1D" prevede il seguente schema statico:



Tale schema che risulta essere isostatico in entrambe le direzioni X e Y dell'impalcato.

Dall'inviluppo delle sollecitazioni SLU-SLV si ottengono le seguenti reazioni vincolari:

Tabella 38: Valori massimi SLU e SLV forze appoggi – Passerella 1C e 1D

LinkElem	OutputCase	P	V2	V3
Text	Text	KN	KN	KN
S1A	ENV_SLU	153.158	44.599	2.454
S1B	ENV_SLU	153.158	44.599	3.584
S2A	ENV_SLU	153.158	4.489	2.454
S2B	ENV_SLU	153.158	4.489	3.584

LinkElem	OutputCase	P	V2	V3
Text	Text	KN	KN	KN
S1A	ENV_SLV	60.723	48.579	2.624
S1B	ENV_SLV	60.723	48.579	56.129
S2A	ENV_SLV	60.723	2.794	2.624
S2B	ENV_SLV	60.723	2.794	56.129

Dall'inviluppo allo SLU e SLC si ottengono i seguenti spostamenti massimi:

Tabella 39: Valori massimi SLU spostamenti appoggi – Passerella 1C e 1D

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLU	0.092485	0.891977	1.887506	0.012108
S1B	ENV_SLU	0.092485	0.891977	0.071674	0.012108
S2A	ENV_SLU	0.092485	3.453077	1.887506	0.012179
S2B	ENV_SLU	0.092485	3.453077	0.071674	0.012179

Tabella 40: Valori massimi SLC spostamenti appoggi – Passerella 1C e 1D

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLC	0.039176	0.971576	2.018662	0.006114
S1B	ENV_SLC	0.039176	0.971576	1.122589	0.006114
S2A	ENV_SLC	0.039176	2.14912	2.018661	0.006114
S2B	ENV_SLC	0.039176	2.149121	1.122589	0.006114

NB: I valori delle forze e degli spostamenti sismici indicati in tabella sono sostanzialmente identici fra le 2 passerelle (1C e D).

I valori massimi ottenuti dalla modellazione numerica sono pari a:

N_{max} =155 kN

V_{max} = 75 kN (somma vettoriale)

U_{2max} = 3,45 mm;

U_{3max} = 1,89 mm;

R_3 = 0,011 rad*

*Utilizzando il modello numerico con presenza di soletta collaborante descritto al capitolo 18 i valori di rotazione allo SLU si riducono ai seguenti:

LinkElem	OutputCase	U1	U2	U3	R3
Text	Text	mm	mm	mm	Radians
S1A	ENV_SLU	0.094961	0.90598	0.322919	0.011056
S1B	ENV_SLU	0.094961	0.912075	0.042209	0.011056
S2A	ENV_SLU	0.094961	2.418176	0.323205	0.011126
S2B	ENV_SLU	0.094961	2.425887	0.041796	0.011126

Per il dimensionamento dei vincoli fissi o monodirezionali trasversali (spalla 1) si controlla che il taglio totale massimo (SLU o SLV) diviso per il numero di appoggi (2) non risulti superiore al massimo valore sul singolo appoggio ottenuto dall'analisi:

$V_{max,\ SLU}$ = 45x2+5x2 = 100/2 = 50 kN;

$V_{max,\ SLVx}$ = 50x2+5x2= 110/2 = 55 kN;

$V_{max,\ SLVy}$ = 5x2+60x2= 130/2 = 65 kN;

$V_{max,\ SLV}$ = rad(55^2+65^2)= 85 kN;

Il massimo ottenuto dall'analisi (somma vettoriale SLV) è pari a V_{max} = 75 kN

Il valore dimensionante è pari quindi a 85 kN.

21 VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) CONNESSIONI

21.1 PASSERELLA "2B"

21.1.1 CONNESSIONE 1 – TRAVE PRINCIPALE E SECONDARIA

La connessione in esame è rappresentata in Figura 122.

La trave secondaria HEB160 presenta all'estremità il piatto 3 (280x180x10mm), saldato di testa a cordone d'angolo. La trave principale invece presenta saldati alle flange e all'anima Piatto 1 (244x135x10mm) e Piatto 2 (280x180x10mm), saldati con cordoni d'angolo fra loro a formazione di una T.

La connessione tra gli elementi avviene attraverso 4 bulloni M16 classe 8.8.

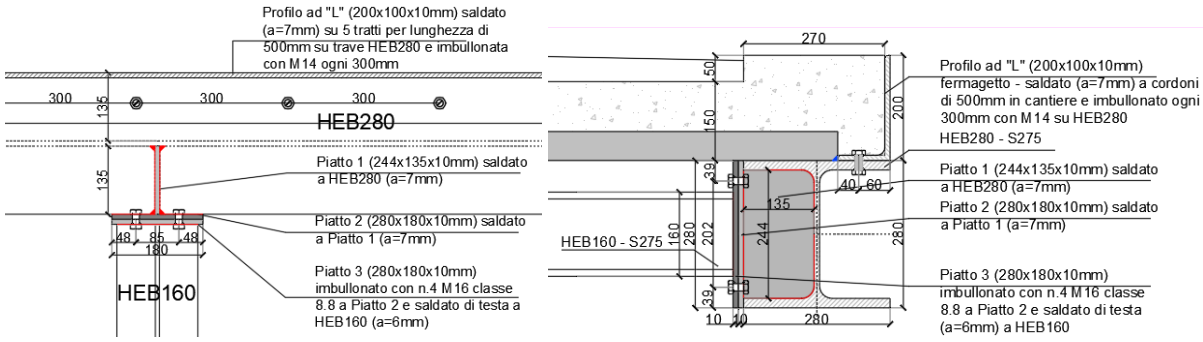


Figura 114: Dettaglio connessione 1 – Passerella 2B

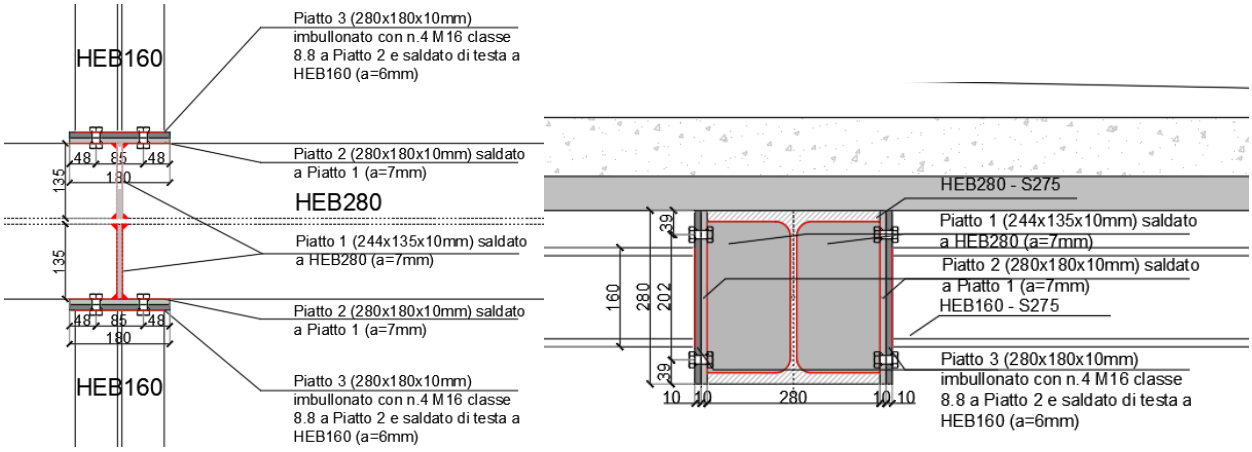


Figura 115: Dettaglio connessione 2 – Passerella 2B

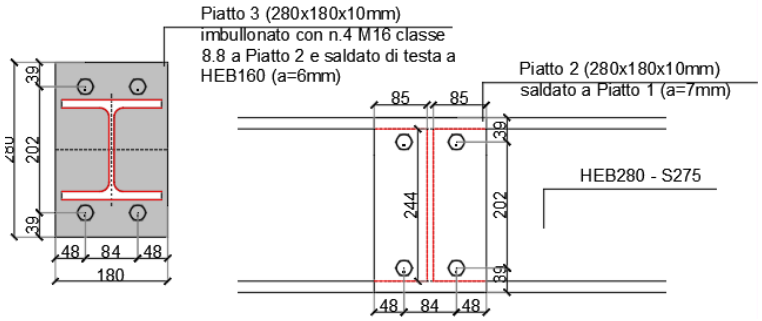


Figura 116: Dettagli connessioni – Passerella 2B

21.1.1.1 Verifica a taglio – trazione gambo dei bulloni

Si verificano a taglio trazione i bulloni costituenti la connessione 1 dell'impalcato.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 60 kN

M_{Ed} = 30 kNm

Il valore di taglio agente sul singolo bullone è quindi pari a $V_{Ed,i}$ = 15 kN.

Il valore di trazione sul singolo bullone teso è pari a: $T_{Ed,i} = M_{Ed}/b$= 30/(0,202x2) = 75 kN

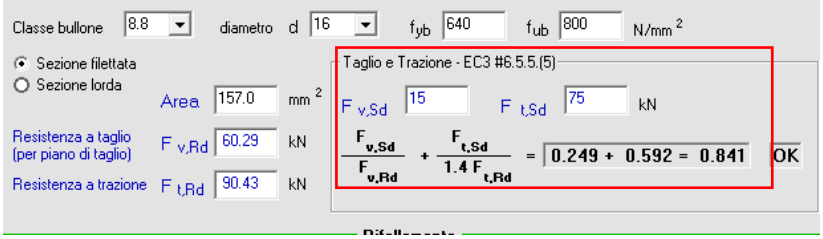


Figura 117: Verifica a taglio trazione bulloni – Passerella 1C e 1D

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.1.1.2 Verifica a rifollamento piastre

Si verificano a rifollamento le piastre oggetto dell'unione, considerando il caso di piastra 3

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 60 kN

Il valore di taglio agente sul singolo bullone è quindi pari a $V_{Ed,i}$ = 60/4=15 kN.

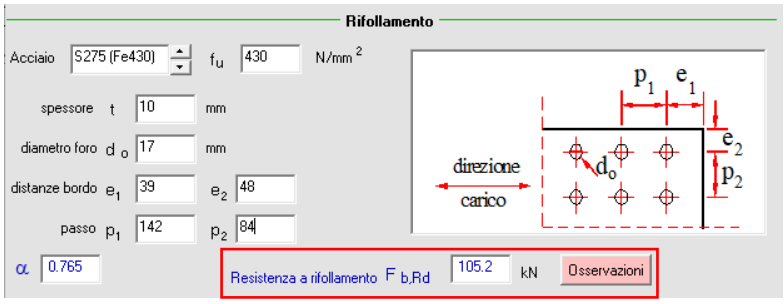


Figura 118: Verifica a rifollamento piastra – Passerella 1C e 1D

La resistenza a rifollamento della piastra è pari a: $F_{b,\,Rd}$= 105,20 kN

<u>La verifica risulta essere SODDISFATTA.</u>

21.1.1.3 Verifica tensionale piastre

Si verificano le massime tensioni presenti nelle piastre oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 60 kN

M_{Ed} = 30 kNm

La massima tensione tangenziale è pari a: τ=VEd/A = (60/(0,01x0,18))/1000 =33,33 MPa;

La massima tensione normale è pari a: σ= $T_{Ed,i}$ /(3,14xd0) = (75/(3,14x0,017x0,01))/1000 =141 MPa;

La tensione di Von Mises risulta essere: $\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{141^2 + 3 \cdot 33{,}33^2} = 152\ MPa$

La tensione resistente di progetto della piastra è pari a: F_{Rd} =f_{yk}/γ_{M0} =275/1,05 =261,90 MPa

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.1.1.4 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 3

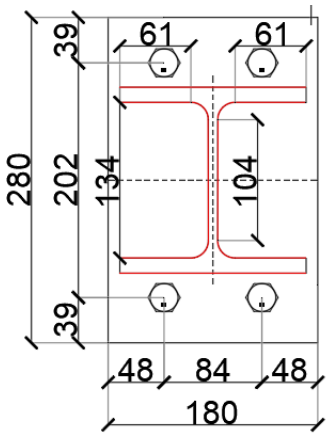


Figura 119: Dettagli piatto 3

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 60 kN

M_{Ed} = 30 kNm

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 6 mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}$=V_{Ed}/(2xL) = (60/(2x0,104)) =289kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{6 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1401{,}94 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.1.1.5 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 2

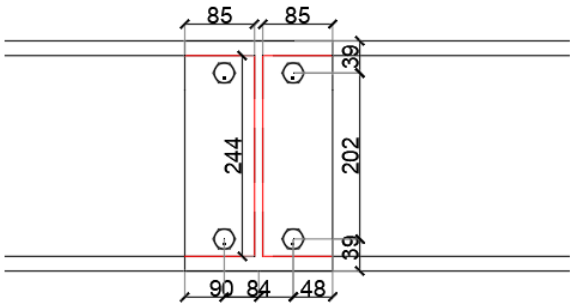


Figura 120: Dettagli piatto 2

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 60 kN

M_{Ed} = 30 kNm

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 7 mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=V_{Ed}/(2xL)$ = (60/(2x0,244)) =122,95kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{7 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1635{,}60 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

Si assume che i 2 cordoni paralleli alle flange, superiormente ed inferiormente, del profilo sono sollecitati all'azione flessionale.

L'altezza di gola dei due cordoni sulle piattabande è pari a 7mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=M_{Ed}/b$ = (30/(0,244)) =123 kN;

La tensione normale agente sulla sezione di gola ribaltata è pari a: σ=(123x1000)/(85x2x9,90)=73,08 MPa

Il valore limite di tensione normale imposto da [1] è pari a: $\beta_1 x f_{yk}$=0,7x275= 192,50 MPa

σ=73,08 MPa<192,50 MPa

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.1.1.6 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 1

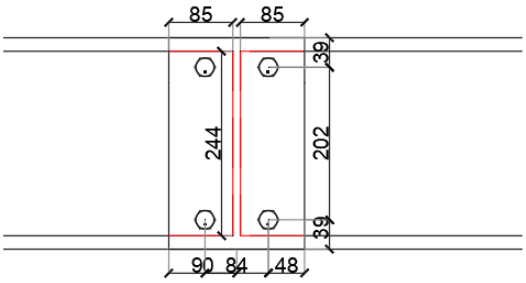


Figura 121: Dettagli piatto 2 e 1

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 7mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=V_{Ed}/(2xL)$ = (60/(2x0,244)) =123kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{7 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1635{,}60 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.2 PASSERELLA "1C E 1D"

21.2.1 CONNESSIONE 1 – TRAVE PRINCIPALE E SECONDARIA

La connessione in esame è rappresentata in Figura 122.

La trave secondaria HEB160 presenta all'estremità il piatto 3 (280x180x10mm), saldato di testa a cordone d'angolo. La trave principale invece presenta saldati alle flange e all'anima Piatto 1 (244x135x10mm) e Piatto 2 (280x180x10mm), saldati con cordoni d'angolo fra loro a formazione di una T.

La connessione tra gli elementi avviene attraverso 4 bulloni M16 classe 8.8.

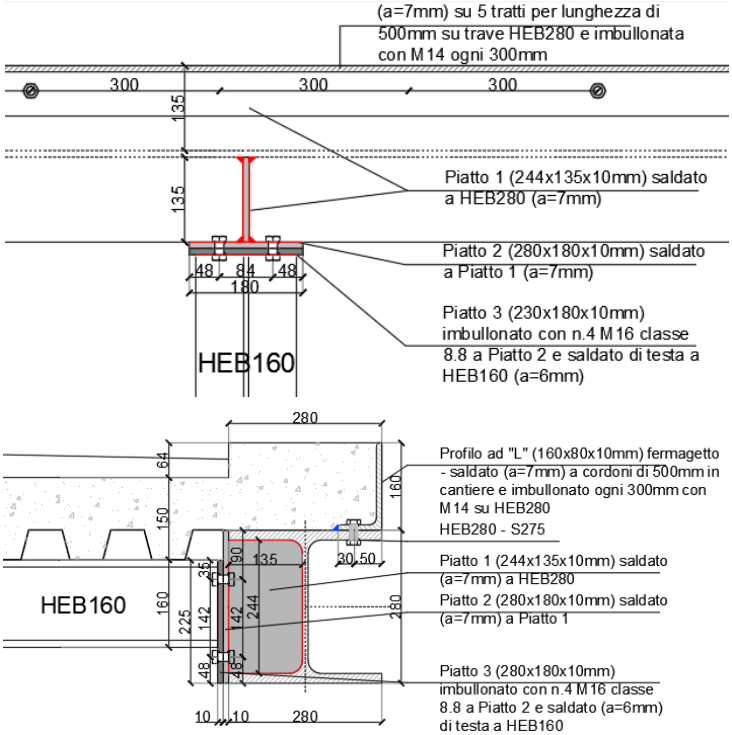


Figura 122: Dettaglio connessione 1 – Passerella 1C e 1D

21.2.1.1 Verifica a taglio – trazione gambo dei bulloni

Si verificano a taglio trazione i bulloni costituenti la connessione 1 dell'impalcato.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

M_{Ed} = 13,20 kNm

Il valore di taglio agente sul singolo bullone è quindi pari a $V_{Ed,i}$ = 25 kN.

Il valore di trazione sul singolo bullone teso è pari a: $T_{Ed,i} = M_{Ed}/b$= 13,20/(0,142x2) = 46,48 kN

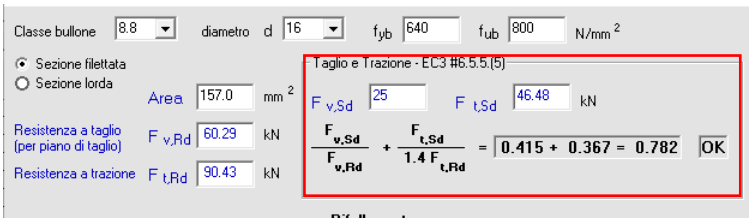


Figura 123: Verifica a taglio trazione bulloni – Passerella 1C e 1D

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.2.1.2 Verifica a rifollamento piastre

Si verificano a rifollamento le piastre oggetto dell'unione, considerando il caso di piastra 3

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

Il valore di taglio agente sul singolo bullone è quindi pari a $V_{Ed,i}$ = 100/4 = 25 kN.

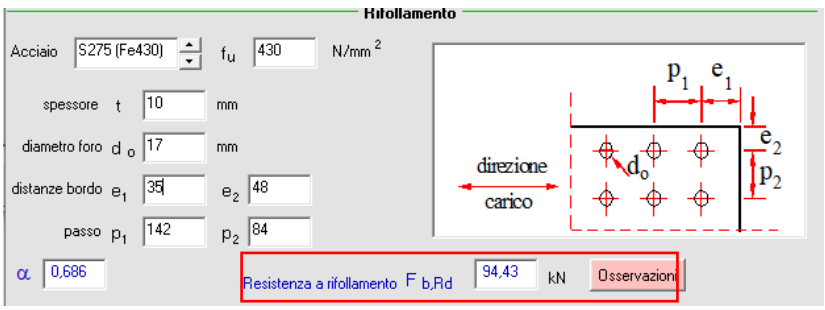


Figura 124: Verifica a rifollamento piastra – Passerella 1C e 1D

La resistenza a rifollamento della piastra è pari a: $F_{b,Rd}$= 94,43 kN

<u>La verifica risulta essere SODDISFATTA.</u>

21.2.1.3 Verifica tensionale piastre

Si verificano le massime tensioni presenti nelle piastre oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

M_{Ed} = 13,20 kNm

La massima tensione tangenziale è pari a: τ=VEd/A = (100/(0,01x0,18))/1000 =55,55 MPa;

La massima tensione normale è pari a: σ= $T_{Ed,i}$ /(3,14xd0) = (46,48/(3,14x0,017x0,01))/1000 =87,07 MPa;

La tensione di Von Mises risulta essere: $\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{87^2 + 3 \cdot 55{,}55^2} = 129{,}65\ MPa$

La tensione resistente di progetto della piastra è pari a: F_{Rd} =f_{yk}/γ_{M0} =275/1,05 =261,90 MPa

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.2.1.4 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 3

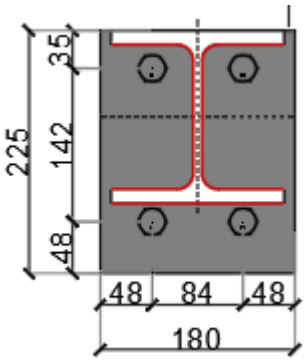


Figura 125: Dettagli piatto 3

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

M_{Ed} = 13,20 kNm

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 6 mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}$=V_{Ed}/(2xL) = (100/(2x0,104)) =481kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{6 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1401{,}94 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

Si assume che i 2 cordoni paralleli alle flange, superiormente ed inferiormente, del profilo sono sollecitati all'azione flessionale.

L'altezza di gola dei due cordoni sulle piattabande è pari a 6 mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=M_{Ed}/b$ = (13,20/(0,134)) =98,50 kN;

La tensione normale agente sulla sezione di gola ribaltata è pari a: σ=(98,50x1000)/(60x2x8,48)=96,80 MPa

Il valore limite di tensione normale imposto da [1] è pari a: $\beta_1 x f_{yk}$=0,7x275= 192,50 MPa

σ=96,80 MPa<192,50 MPa

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.2.1.5 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 2

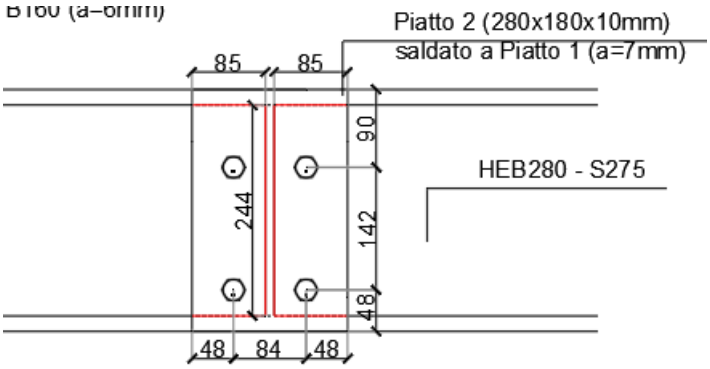


Figura 126: Dettagli piatto 2

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

M_{Ed} = 13,20 kNm

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 7mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=V_{Ed}/(2xL)$ = (100/(2x0,244)) =205kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{7 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1635{,}60 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

Si assume che i 2 cordoni paralleli alle flange, superiormente ed inferiormente, del profilo sono sollecitati all'azione flessionale.

L'altezza di gola dei due cordoni sulle piattabande è pari a 7mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=M_{Ed}/b$ = (13,20/(0,244)) =55 kN;

La tensione normale agente sulla sezione di gola ribaltata è pari a: σ=(55x1000)/(85x2x8,48)=38,15 MPa

Il valore limite di tensione normale imposto da [1] è pari a: $\beta_1 x f_{yk}$=0,7x275= 192,50 MPa

σ=38,15 MPa<192,50 MPa

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

21.2.1.6 Verifica dei cordoni di saldatura – Piatto 1

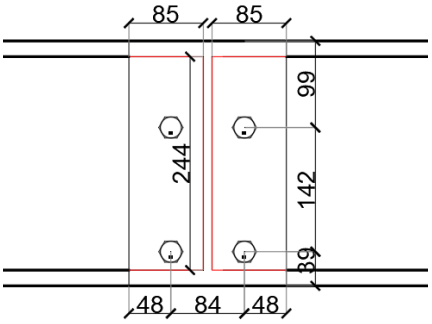


Figura 127: Dettagli piatto 2 e 1

Si verificano le massime tensioni presenti nei cordoni oggetto dell'unione.

Il massimo valore delle sollecitazioni dall'inviluppo delle combinazioni al SLU e SLV è pari a:

V_{Ed} = 100,5 kN

Si assume che i 2 cordoni paralleli all'anima del profilo sono sollecitati all'azione di taglio.

L'altezza di gola dei due cordoni d'anima è pari a 7mm.

La forza per unità di lunghezza agente sui cordoni è pari a: $F_{W,Ed}=V_{Ed}/(2xL)$ = (100/(2x0,244)) =205kN/m;

La resistenza del cordone per unità di lunghezza può essere calcolata in maniera semplificata (in accordo al 4.2.8.2.4 di [1]) come: $F_{W,Rd} = \frac{a \cdot f_{tk}}{\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2}} = \frac{7 \cdot 430}{\sqrt{3} \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}25} = 1635{,}60 \frac{kN}{m}$,

da cui si ottiene: $F_{W,Ed} < F_{W,Rd}$

La verifica risulta essere SODDISFATTA.

22 VERIFICHE PARAPETTO

22.1.1.1 Dettagli parapetti in acciaio

Si prevede l'installazione di due nuovi parapetti in acciaio S235J2 con verniciatura effetto Corten per la lunghezza complessiva di 6,56 m (cad. uno) per le opere "1C" e "1D" e di 9,16m per l'opera "2B". La struttura principale è formata da montanti in profili scatolari rettangolari 100x60x3 mm con interasse fra loro di 1,30 m, ancorati tramite piastra di base 200x200x10mm e tirafondi M14 classe 8.8 (con 1cm di malta di levamento Emaco o similare) per la profondità di 80 mm nel cordolo della soletta.

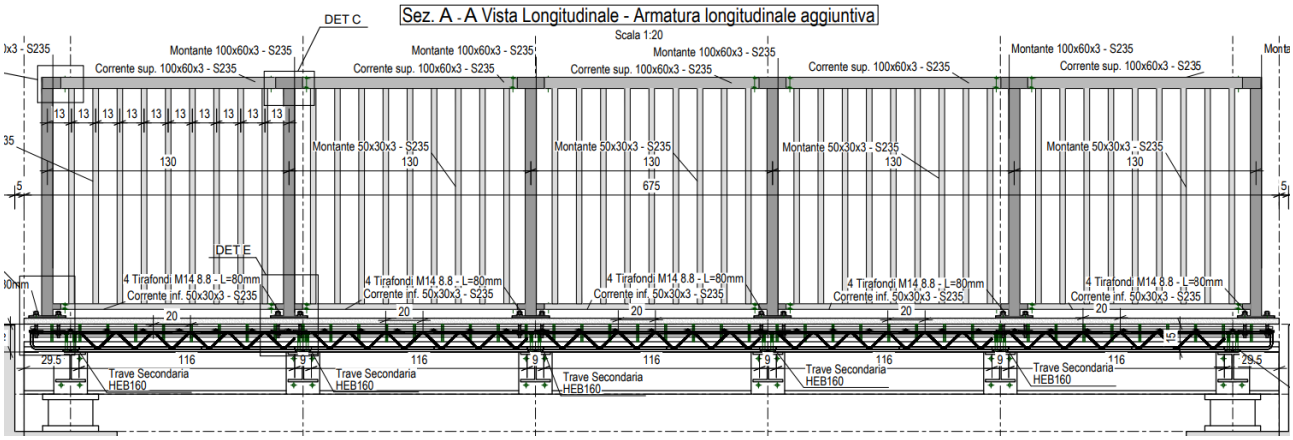


Figura 128: parapetti opere "1C" e "1D"

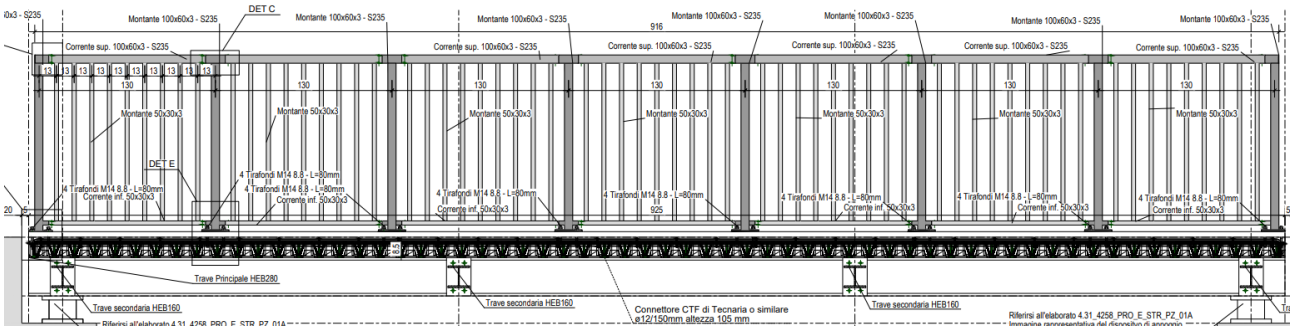


Figura 129: parapetti opere "2B"

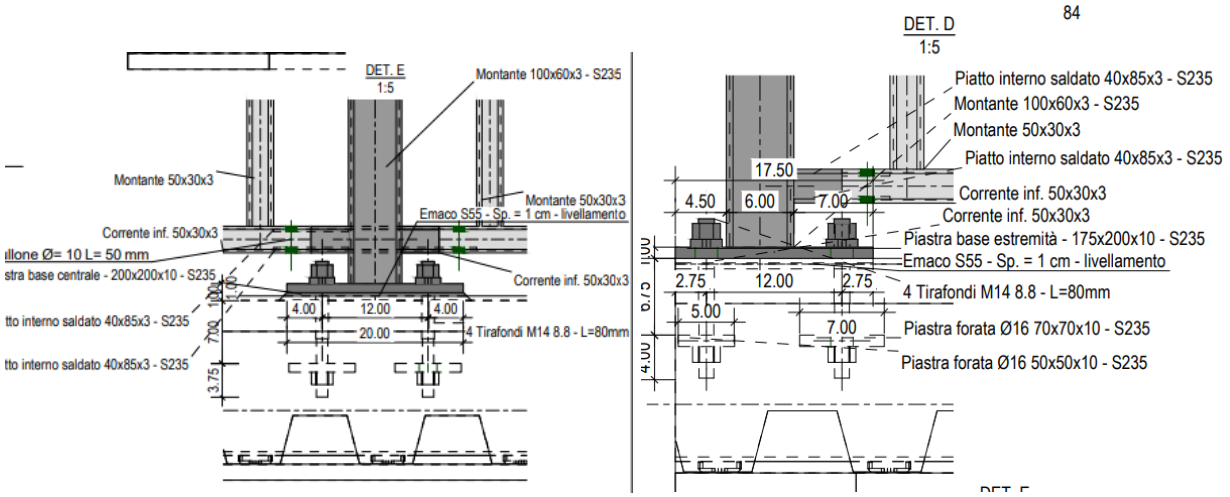


Figura 130: Dettaglio installazione parapetto con tirafondi e piastra di base – a sx caso base per tutte le opere – a dx caso di estremità per opera "2B"

22.1.1.2 Verifiche strutturali

Si verificano i parapetti con un'azione varabile di spinta pari a 2 kN/m applicati al corrimano (corrente superiore).

22.1.1.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA PROFILI

Montanti

La forza trasmessa dal corrente superiore al singolo montante è pari a:

F = 2 kN/m x1,30 m = 2,60 kN

che allo SLU è pari a:

FEd, SLU = 2,60 kN x1,50 = 3,90 kN

Il momento alla base del montante è quindi pari a:

MEd, SLU = 3,90 kN x 1,30 m = 5,07 kNm

Verifica a taglio:

$$A_V = \frac{A \cdot h}{b+h} = \frac{718 \cdot 100}{100+60} = 448{,}75\ mm^2;$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot A_V = \frac{235}{1{,}05} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 448{,}75 = 57{,}99 \gg V_{Ed} = 3{,}90\ kN;$$

Verifica a momento:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{El} = \frac{235}{1{,}05} \cdot 24700 = 5{,}52\ kNm \gg M_{Ed} = 5{,}07\ kN;$$

Corrente superiore

La forza di taglio sul singolo corrente superiore considerandolo vincolato in appoggio-appoggio fra due montanti con interasse 1,30 m è pari a:

q = 2 kN/m

che allo SLU è pari a:

qEd, SLU = 2,00 kN/m x1,50 = 3,00 kN/m

Il taglio agente è pari a:

VEd, SLU = 3,00 kN x 1,30/2 m = 1,95 kN

Il momento massimo è quindi pari a:

MEd, SLU = 3,00 kN x 1,30^2/8m = 0,64 kNm

Verifica a taglio:

$$A_V = \frac{A \cdot h}{b+h} = \frac{718 \cdot 100}{100+60} = 448{,}75\ mm^2;$$

$$V_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot A_V = \frac{235}{1{,}05} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 448{,}75 = 57{,}99 \gg V_{Ed} = 3{,}90\ kN;$$

Verifica a momento:

$$M_{Rd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \cdot W_{El} = \frac{235}{1{,}05} \cdot 24700 = 5{,}52\ kNm \gg M_{Ed} = 0{,}65\ kN$$

22.1.1.2.2 VERIFICHE DEI TIRAFONDI

Si riportano in seguito alcuni screen di verifica per i tirafondi in oggetto.

Attraverso il programma VCA-slu nella sezione "solo barre" si determina lo stato tensionale agente sui tirafondi considerando:

NEd,SLU = 0,466 kN/m * 1,30m *1,3 = 0,61 kN *1,3 =0,79 kN

MEd,SLU = 5,07 kNm

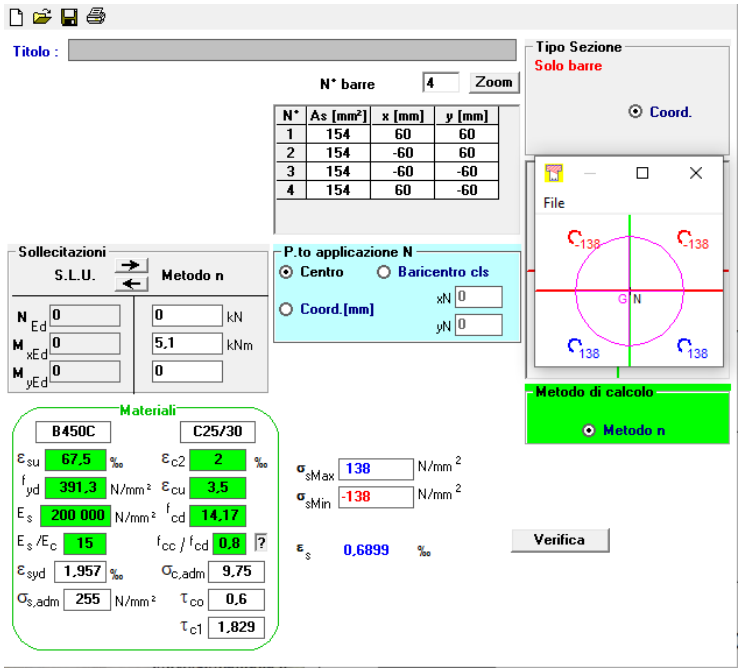


Figura 131: Tensione tirafondi

La massima tensione di trazione presente sul tirafondo è quindi pari a 138 MPa.

Nella pagina seguente si riportano i calcoli di verifica dei tirafondi.

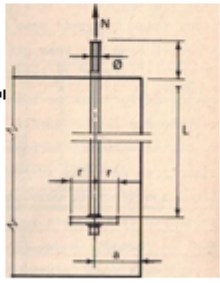
Calcolo portata tirafondi a testa di martello (con piatto)

Dati Azione assiale

σ_{Ed}=	138	MPa	Tensione massima di trazione agente sul tirafondo
N_{Ed}=	21,24	kN	Azione assiale massima di trazione agente sul tirafondo

Dati bullone

CLASSE BULLONI	8.8		
TIPO BULLONE	14		
f_{yb}=	640	MPa	Resistenza a snervamento dell'acciaio del bullone
f_{tb}=	800	MPa	Resistenza a rottura dell'acciaio del bullone
A=	154	mm²	Area lorda del bullone
A_{res}=	115	mm²	Area resistente del bullone
Ø=	14,00	mm	Diametro barra
a=	77	mm	Distanza centro-barra da bo
L=	80	mm	Lunghezza barra
r=2,5*Ø=	35	mm	Raggio piatto del tirafondo
r=	35	mm	Raggio piatto del tirafondo



Dati piastra

ACCIAIO PIASTRA	S 235		
t=	10	mm	Spessore piastra
d_0=	15,00	mm	Diametro foro

Dati calcestruzzo

CLS	C30/37		Classe di calcestruzzo
R_{ck}=	37	MPa	Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo
f_{ck}=	30	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo
η_1=	1	[-]	η_1=1 condizioni di buona aderenza η_1=0,7 condizioni di non buona aderenza
η_2=	1	[-]	Coefficiente in funzione del Ø della barra
$f_{cd} = 0{,}85\,\frac{f_{ck}}{1{,}5}$ =	17,00	MPa	Resistenza a compressione di progetto calcestruzzo [4.1.2.1.1.1]
f_{ctm}=	2,90	MPa	Resistenza media a trazione semplice del calcestruzzo [11.2.10.2]
$f_{ctk,05}$ = 0,7 f_{ctm}=	2,03	MPa	Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)
f_{bk}=2,25 $\eta_1\,\eta_2\,f_{ctk,05}$=	4,56	MPa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza
f_{bd}=f_{bk}/γ_c=	3,04	MPa	Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

Calcolo Resistenza tirafo

$N_{Rd,pull-out} = \frac{f_{bd}\,\pi\,\varnothing\,L}{\left(1+\frac{\varnothing}{a}\right)^2}$ =	7,66	kN	Resistenza a sfilamento = termine legato all'aderenza acciaio-calcestruzzo
$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}}$ =	66,24	kN	Resistenza a trazione del tirafondo in acciaio
$N_{Rd,1} = min(N_{Rd,pull-out}; F_{t,Rd})$ =	7,66	kN	Resistenza a sfilamento = termine legato all'aderenza acciaio-
$N_{Rd,2} = f_{cd}\,\alpha\,\pi\,r^2$ =	35,69	kN	Resistenza a sfilamento = termine legato al bolzone di ancoraggio

dove: $\alpha = \begin{cases} 1-\frac{r}{L} & per\ L \le a \\ 1-\frac{r}{a} & per\ L > a \end{cases}$ ⟶ α= 0,55

$N_{Rd} = N_{Rd,1} + N_{Rd,2}$ =	**43,35**	**kN**	**Resistenza a sfilamento**
N_{Ed}/N_{Rd}=	**0,49**	**< 1**	**Verificato**

Figura 132: Verifica dei tirafondi

23 VERIFICHE GEOTECNICHE MURI DI SOSTEGNO NAVIGLIO PAVESE

Nel seguente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche geotecniche relative ai muri di sostegno per la pista ciclopedonale della micro tratta del Naviglio Pavese.

Le verifiche vengono condotte secondo il paragrafo §6.5.3.1.1 delle NTC2018, secondo l'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3).

Devono essere soddisfatte:

- *Verifica di ribaltamento;*
- *Verifica di scorrimento sul piano di posa;*
- *Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno (schiacciamento);*

23.1 MURO DI SOSTEGNO LATO NAVIGLIO PAVESE

L'altezza più significativa del muro ai fini delle verifiche si ha dalla sezione n.3 alla sezione n.9 pari a 1,45m (1,20m – altezza paramento + 0,25m ciabatta di fondazione)

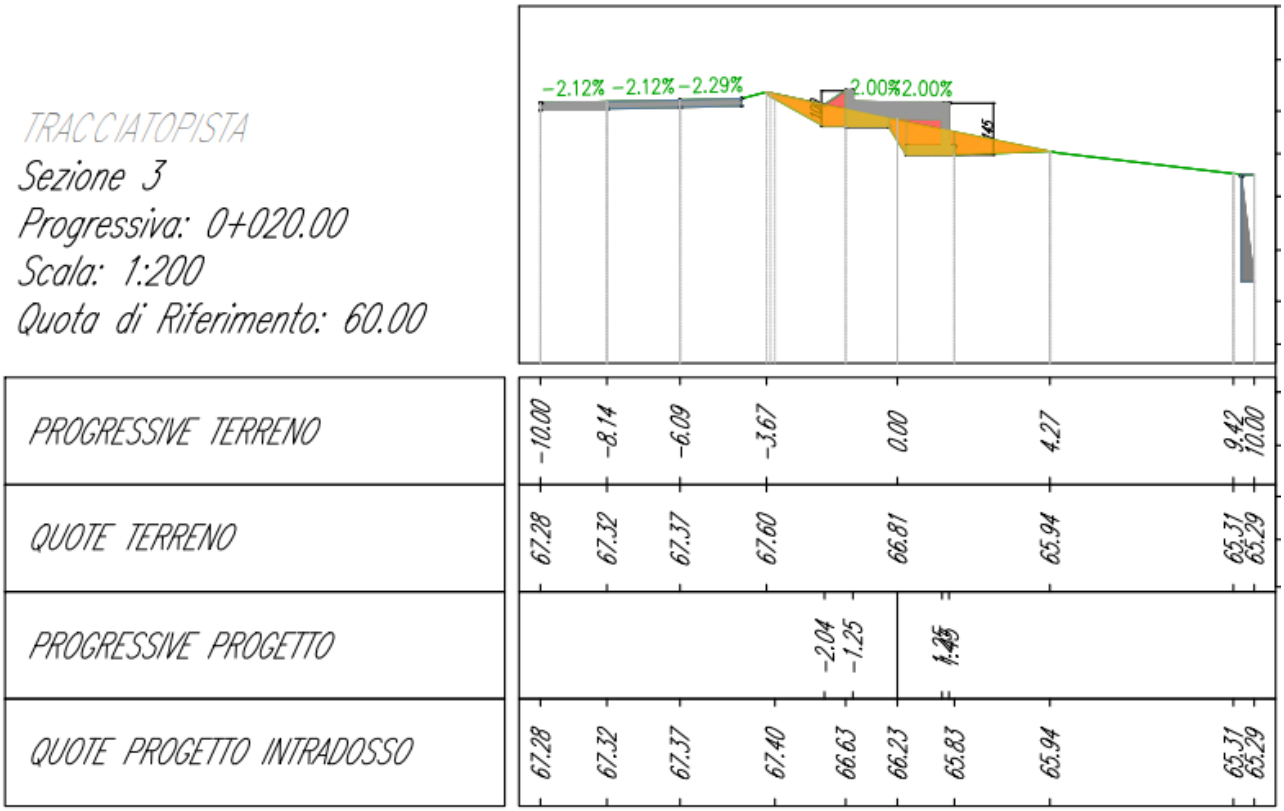


Figura 133 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – sezione trasversale n.3

Si riportano le verifiche nelle pagine seguenti.

VERIFICA A RIBALTAMENTO NTC2018 - CONDIZIONE STATICA (A1+M1+R3)

CARATTERISTICHE FONDAZIONI

H_{fond}	0,25	m	altezza fondazione
H_{param}	1,20	m	altezza paramento verticale
$H_{terr,monte}$	1,20	m	altezza terreno a monte
$H_{terr,valle}$	0,00	m	altezza terreno a valle
B_{monte}	1,00	m	base mensola a monte
B_{valle}	0,15	m	base mensola a valle
B_{param}	0,20	m	larghezza paramento
B	1,35	m	larghezza fondazione
γ_{cls}	25	kN/m^3	peso specifico cls

CARATTERISTICHE TERRENO

$\gamma_{terreno}$	20	kN/m^3	peso specifico terreno
ϕ	34,6	gradi	angolo di attrito del terreno
ϕ	0,60	radianti	angolo di attrito del terreno
β	0	gradi	angolo di inclinazione terrapieno
β	0,00	radianti	angolo di inclinazione terrapieno

CARICHI VARIABILI

Q	5	kN/m^2	carico variabile pista ciclabile

COEFFICIENTI SUI MATERIALI (M1)

γ_{M1}	1,00	-	coefficienti di sicurezza
ϕ	34,60	gradi	angolo di attrito del terreno con coefficiente di sicurezza 1.00
ϕ	0,60	radianti	
k_A	0,276	-	coefficiente di spinta attiva
k_P	3,628	-	coefficiente di spinta passiva
P_A	3,97	kN/m	spinta attiva statica

CARICHI VERTICALI

	area	F_i	γ_A	F_i	
PESO PROPRIO SPALLA	$[m^2/m]$	[kN/m]	[-]	[kN/m]	
mensola a monte	0,3	6,3	1	6,3	
mensola a valle	0,0	0,9	1	0,9	
paramento verticale	0,3	7,3	1	7,3	
PESO TERRENO					
terreno a monte	1,2	24,0	1	24,0	
terreno a valle	0,0	0,0	1	0,0	
				38,4	tot

MOMENTO STABILIZZANTE

Momento rispetto a centro di rotazione 0

	X_0	Y_0	M+		
PESO PROPRIO SPALLA	[m]	[m]	[kN m/m]		
mensola a monte	0,85	0,13	5,3		
mensola a valle	0,075	0,13	0,1		
paramento verticale	0,25	0,73	1,8		
PESO TERRENO					
terreno a monte	0,85	0,85	20,4		
terreno a valle	0,075	0,25	0,0		
				γ_R	M_{Rd}
				[-]	[kN m/m]
Momento stabilizzante totale (M_{Rd})			27,6	1,15	24,0

SPINTA ORIZZONTALE

	H_i	γ_A	H_i	
	[kN/m]	[-]	[kN/m]	
spinta terreno monte statica	3,97	1,30	5,16	
spinta indotta da carico var.	1,65	1,50	2,48	
	5,62		**7,64**	tot

MOMENTO INSTABILIZZANTE

	X_0	Y_0	M-	
	[m]	[m]	[kN m/m]	
spinta terreno monte statica	-	-0,40	-2,1	
spinta indotta da carico var.	-	-0,60	-1,5	
Momento ribaltante totale (M_{Ed})			**-3,6**	tot

VERIFICA A RIBALTAMENTO

M_{Rd}/M_{Ed} 6,75

VERIFICA A SCORRIMENTO E SCHIACCIAMENTO - CONDIZIONE STATICA (A1+M1+R3)

CARATTERISTICHE FONDAZIONI

H_{fond}	0,25	m	altezza fondazione
H_{param}	1,20	m	altezza paramento verticale
$H_{terrono\ monte}$	1,20	m	altezza terreno a monte
$H_{terrono\ valle}$	0,00	m	altezza terreno a valle
$B_{mon\ monte}$	1,00	m	base mensola a monte
$B_{mon\ valle}$	0,15	m	base mensola a valle
B_{param}	0,20	m	larghezza paramento
B	1,35	m	larghezza fondazione
γ_{cls}	25	kN/m^3	peso specifico cls

CARATTERISTICHE TERRENO

$\gamma_{terreno}$	20	kN/m^3	peso specifico terreno
Φ	34,6	gradi	angolo di attrito del terreno
Φ	0,60	radianti	angolo di attrito del terreno
β	0	gradi	angolo di inclinazione terrapieno
β	0,00	radianti	angolo di inclinazione terrapieno

CARICHI VARIABILI

Q	5	kN/m^2	carico variabile pista ciclabile

CARICHI VERTICALI

	area	F_i	γA(fav)	γA(sfav)	$F_{i\ (fav)}$	$F_{i\ (sfav)}$	X_0	Y_0	M+ (fav)	M+ (sfav)	
	$[m^2/m]$	[kN/m]	[-]		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN m/m]	[kN m/m]	
PESO PROPRIO SPALLA											
mensola a monte	0,25	6,25	1,00	1,30	6,25	8,13	0,85	0,13	5,31	6,91	
mensola a valle	0,04	0,94	1,00	1,30	0,94	1,22	0,08	0,13	0,07	0,09	
paramento verticale	0,29	7,25	1,00	1,30	7,25	9,43	0,25	0,85	1,81	2,36	
PESO TERRENO											
terreno a monte	1,20	24,00	1,00	1,30	24,00	31,20	0,85	0,85	20,40	26,52	
terreno a valle	0,00	0,00	1,00	1,30	0,00	0,00	0,08	0,25	0,00	0,00	
				tot	**38,44**	**49,87**			**27,60**	**35,87**	**Mom. Stab.**

Momento rispetto a centro di rotazione 0

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

k_A	0,276	-	coefficiente di spinta attiva
k_P	3,628	-	coefficiente di spinta passiva
P_A	3,97	kN/m	spinta attiva statica

SPINTA ORIZZONTALE

	H_i	γA(sfav)	γA(sfav)	H_i		X_0	Y_0	M- (sfav)	
	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]		[m]	[m]	[kN m/m]	
spinta terreno monte sisma	3,97		1,30	5,16		-	-0,40	-2,06	
spinta indotta da carico var.	1,65		1,50	2,48		-	-0,60	-1,49	
	5,62			**7,64**	tot			**-3,55**	**Mom. Rib.**

Verifica a scorrimento

F_{att}	26,52	kN	forza di attrito (N*tg(Φ))
γ_{Rd}	1,1	-	
R_d	24,106	kN	Resistenza di attrito progetto
H_{Ed}	7,64	kN	Azione sollecitante
R_d/H_{Ed}	3,15		Verifica

Verifica a schiacciamento

M_S	35,87	kN m	momento stabilizzante
M_R	-3,55	kN m	momento ribaltante
M	-32,32	kN m	momento in fondazione
u	0,65	m	
e	0,028	m	
B/6	0,23	m	e<B/6

se e<B/6

σ_{max}	32,04	kPa	pressione massima sul terreno
σ_{min}	24,91	kPa	pressione minima sul terreno
σ_{lim}	100,00	kPa	portata limite del terreno
$(\sigma_{lim} / \sigma)_{lim}$	1,40		
σ_{lim} / σ	**3,12**	**OK**	

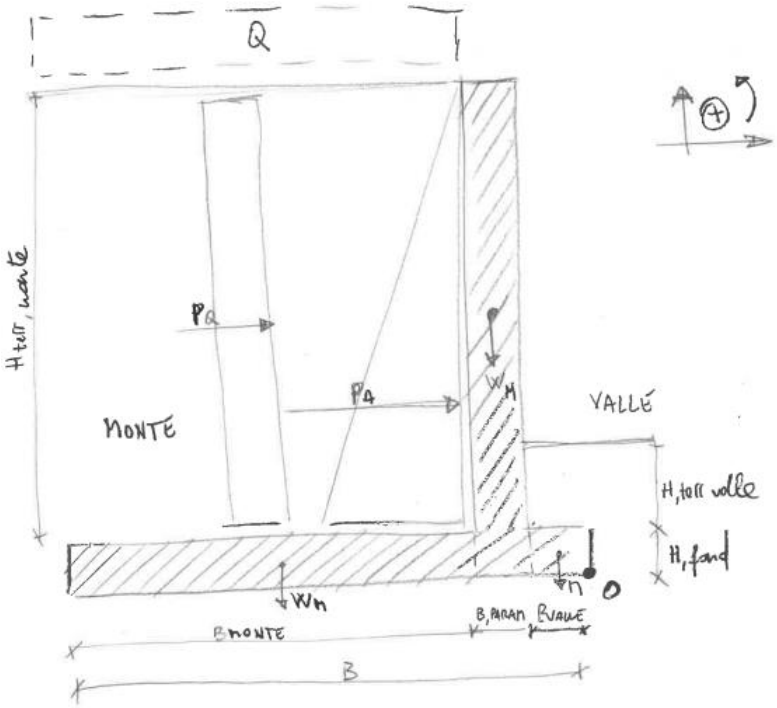


Figura 134 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Convenzione adottata per muro lato naviglio

23.2 MURO DI SOSTEGNO LATO STRADA (VIALE VENEZIA)

L'altezza più significativa del muro ai fini delle verifiche si ha dalla sezione n.7 alla sezione n.16 pari a 1,50m (1,25m – altezza paramento + 0,25m ciabatta di fondazione)

Figura 135 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – sezione trasversale n.52

Si riportano le verifiche nelle pagine seguenti.

VERIFICA A RIBALTAMENTO NTC2018 - CONDIZIONE STATICA (A1+M1+R3)

CARATTERISTICHE FONDAZIONI

H_{fond}	0,25	m	altezza fondazione
H_{param}	1,25	m	altezza paramento verticale
$H_{terr,monte}$	1,50	m	altezza terreno a monte
$H_{terr,valle}$	0,45	m	altezza terreno a valle
B_{monte}	0,00	m	base mensola a monte
B_{valle}	1,00	m	base mensola a valle
B_{param}	0,20	m	larghezza paramento
B	1,20	m	larghezza fondazione
γ_{cls}	25	kN/m^3	peso specifico cls

CARATTERISTICHE TERRENO

$\gamma_{terreno}$	20	kN/m^3	peso specifico terreno
Φ	34,6	gradi	angolo di attrito del terreno
Φ	0,60	radianti	angolo di attrito del terreno
β	0	gradi	angolo di inclinazione terrapieno
β	0,00	radianti	angolo di inclinazione terrapieno

CARICHI VARIABILI

Q	5	kN/m^2	carico variabile pista ciclabile

COEFFICIENTI SUI MATERIALI (M1)

γ_M	1,00	-	coefficienti di sicurezza
Φ	34,60	gradi	angolo di attrito del terreno con coefficiente di sicurezza 1.00
Φ	0,60	radianti	
k_a	0,276	-	coefficiente di spinta attiva
k_p	3,628	-	coefficiente di spinta passiva
P_A	6,20	kN/m	spinta attiva statica

CARICHI VERTICALI

	area	F_i	γA	F_i
PESO PROPRIO SPALLA	$[m^2/m]$	[kN/m]	[-]	[kN/m]
mensola a monte	0,00	0,00	1,00	0,00
mensola a valle	0,25	6,25	1,00	6,25
paramento verticale	0,30	7,50	1,00	7,50
PESO TERRENO				
terreno a monte				
terreno a valle	0,45	9,00	1,00	9,00
				22,75 tot

MOMENTO STABILIZZANTE

Momento rispetto a centro di rotazione 0

	X_0	Y_0	M+		
PESO PROPRIO SPALLA	[m]	[m]	[kN m/m]		
mensola a monte					
mensola a valle	0,50	0,13	3,13		
paramento verticale	1,10	0,75	8,25		
PESO TERRENO					
terreno a monte					
terreno a valle	0,50	0,48	4,50		
				γ_R	M_{Rd}
				[-]	[kN m/m]
Momento stabilizzante totale (M_{Rd})			15,88	1,15	13,80

SPINTA ORIZZONTALE

	H_i	γA	H_i	
	[kN/m]	[-]	[kN/m]	
spinta terreno monte statica	6,20	1,30	8,06	
spinta indotta da carico var.	2,07	1,50	3,10	
	8,27		**11,16**	tot

MOMENTO INSTABILIZZANTE

	X_0	Y_0	M-	
	[m]	[m]	[kN m/m]	
spinta terreno monte statica	-	0,58	4,70	
spinta indotta da carico var.	-	0,88	2,71	
Momento ribaltante totale (M_{Ed})			**7,42**	tot

VERIFICA A RIBALTAMENTO

M_{Rd}/M_{Ed} 1,86

VERIFICA A SCORRIMENTO E SCHIACCIAMENTO - CONDIZIONE STATICA (A1+M1+R3)

CARATTERISTICHE FONDAZIONI

H_{fond}	0,25	m	altezza fondazione
H_{param}	1,25	m	altezza paramento verticale
$H_{terreno\ monte}$	1,50	m	altezza terreno a monte
$H_{terreno\ valle}$	0,45	m	altezza terreno a valle
$B_{mensola}$	0,00	m	base mensola a monte
B_{valle}	1,00	m	base mensola a valle
B_{param}	0,20	m	larghezza paramento
B	1,20	m	larghezza fondazione
γ_{cls}	25	kN/m^3	peso specifico cls

CARATTERISTICHE TERRENO

$\gamma_{terreno}$	20	kN/m^3	peso specifico terreno
Φ	34,6	gradi	angolo di attrito del terreno
Φ	0,60	radianti	angolo di attrito del terreno
β	0	gradi	angolo di inclinazione terrapieno
β	0,00	radianti	angolo di inclinazione terrapieno

CARICHI VARIABILI

Q	5	kN/m^2	carico variabile pista ciclabile

CARICHI VERTICALI

Momento rispetto a centro di rotazione 0

	area	F_i	γ_A(fav)	γ_A(sfav)	$F_{i\ (fav)}$	$F_{i\ (sfav)}$	X_0	Y_0	M+ (fav)	M+ (sfav)	
PESO PROPRIO SPALLA	$[m^2/m]$	[kN/m]	[-]		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN m/m]	[kN m/m]	
mensola a monte	0,00	0,00	1,00	1,30	0,00	0,00	1,20	0,13	0,00	0,00	
mensola a valle	0,25	6,25	1,00	1,30	6,25	8,13	0,50	0,13	3,13	4,06	
paramento verticale	0,30	7,50	1,00	1,30	7,50	9,75	1,10	0,88	8,25	10,73	
PESO TERRENO											
terreno a monte	0,00	0,00	1,00	1,30	0,00	0,00	1,20	1,00	0,00	0,00	
terreno a valle	0,45	9,00	1,00	1,30	9,00	11,70	0,50	0,48	4,50	5,85	
				tot	**22,75**	**29,68**			**16,88**	**20,64**	**Mom. Stab.**

APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)

k_a	0,276	-	coefficiente di spinta attiva
k_p	3,628	-	coefficiente di spinta passiva
P_A	6,20	kN/m	spinta attiva statica

SPINTA ORIZZONTALE

	H_i	γ_A(sfav)	γ_A(sfav)	H_i		X_0	Y_0	M- (sfav)	
	[kN/m]	[-]	[-]	[kN/m]		[m]	[m]	[kN m/m]	
spinta terreno monte sisma	6,20		1,30	8,06		-	-0,58	-4,70	
spinta indotta da carico var.	2,07		1,50	3,10		-	-0,88	-2,71	
	8,27			**11,16**	tot			**-7,42**	**Mom. Rib.**

Verifica a scorrimento

F_{att}	15,69	kN	forza di attrito (N*tg(Φ))
γ_{Rd}	1,1	-	
R_d	14,267	kN	Resistenza di attrito progetto
H_{Ed}	11,16	kN	Azione sollecitante
R_d/H_{Ed}	1,28		Verifica

Verifica a schiacciamento

M_S	20,64	kN m	momento stabilizzante
M_R	-7,42	kN m	momento ribaltante
M	13,22	kN m	momento in fondazione
u	0,45	m	
e	0,15	m	
B/6	0,20	m	e<B/6

se e<B/6

σ_{max}	33,46	kPa	pressione massima sul terreno
σ_{min}	4,46	kPa	pressione minima sul terreno
σ_{lim}	100,00	kPa	portata limite del terreno
$(\sigma_{lim} / \sigma)_{lim}$	1,40		
σ_{lim} / σ	**2,99**	**OK**	

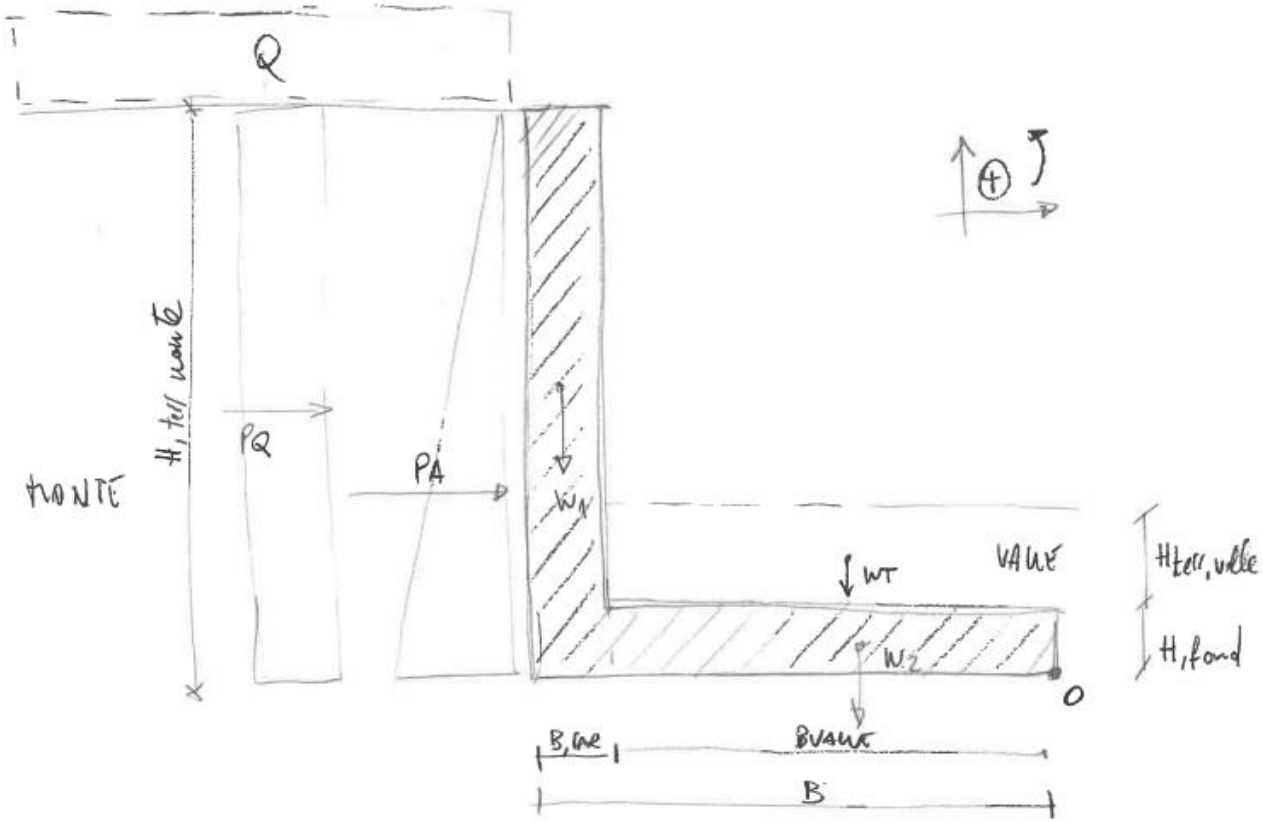


Figura 136 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Convenzione adottata per muro lato strada Viale Venezia

24 VERIFICHE STRUTTURALI MURI DI SOSTEGNO NAVIGLIO PAVESE

Nel seguente paragrafo si riportano i risultati delle verifiche strutturali relative ai muri di sostegno per la pista ciclopedonale della micro tratta del Naviglio Pavese.

24.1 PARAMENTI VERTICALI

Le massime altezze dei muri di sostegno, sia lato Naviglio che lato strada, sono simili in quanto nel primo caso si ha dimensione pari a 1,20 m e nel secondo pari a 1,25m.

Il dimensionamento dell'armatura e relative verifiche quindi verrà eseguito considerando un'altezza di 1,25m.

24.1.1 VERIFICA A FLESSIONE

Il massimo momento d'incastro della mensola, prodotto dall'effetto di spinta ribaltante del terreno e dei carichi variabili, è pari a circa:

$P_{A,\,SLU}$ = 1,3 x 0,5 x Ka x ϒ x H^2 = 1,3 x 0,5 x 0,276 x 20 x $1{,}25^2$ = 8,07 kN/m

$P_{Q,\,SLU}$ = 1,5 x Ka x Q x H = 1,5 x 0,276 x 5 x 1,25 = 2,59 kN/m

M_{Ed} = P_A x H/3 + P_Q x H/2 = 8,07 x 1,25/3 + 2,59 x 1,25/2 = 4,98 = **5 kNm/m**

Si assume armatura verticale (interna ed esterna) Ø12/200mm.
Calcestruzzo di classe C32/40 e classe di esposizione XC4.

Il massimo momento resistente della sezione (su lunghezza unitaria) è pari a 36,23 kNm/m.
<u>M_{Rd}>M_{Ed} la verifica è SODDISFATTA</u>

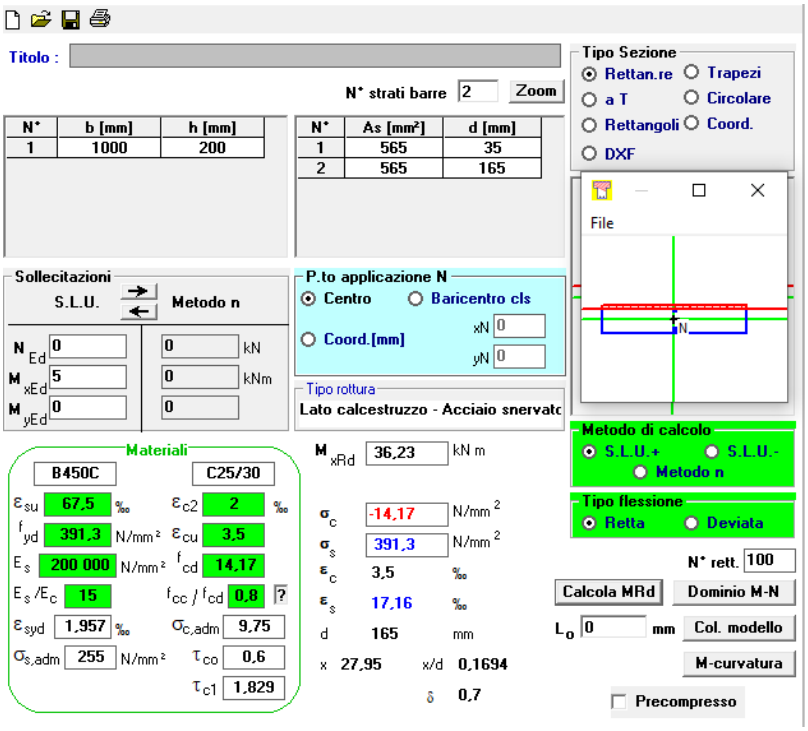


Figura 137 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a momento – paramento verticale

24.1.2 VERIFICA A TAGLIO

Taglio_nuovo_Naviglio muro.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

b	1000,00	[mm]	
h	200,00	[mm]	
d'	35,00	[mm]	
d	165,00	[mm]	
A_c	200000,00	[mm^2]	
k	2,00	≤2	
v_{min}	0,5600	[#]	
A_{sl}	565,00	[mm^2]	
ρ_l	0,00342	≤0.02	
N_{ed}	0,00	[N]	
σ_{cp}	0,00	[N/mm^2]	≤0.2*fcd

CARATTERISTICHE MECCANICHE

R_{ck}	38,55	[MPa]
f_{ck}	32,00	[MPa]
f_{yk}	450,00	[MPa]
γ_c	1,50	[#]
γ_s	1,15	[#]
f_{cd}	18,13	[MPa]
f_{yd}	391,30	[MPa]
v	0,50	[#]
α_c	1,00	[#]
α	90,00	[°]

SOLLECITAZIONE TAGLIO AGENTE

V_{Ed}	**10,66**	[kN]
t_{Ed}	0,004	[#]

Figura 138 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a taglio – paramento verticale

Taglio_nuovo_Naviglio muro.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

VERIFICA SENZA ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO		
Formula da NTC2018		
V_{Rd}	92,40	[kN]
Valore di resistenza al taglio senza armatura specifica		
V_{Rd}	92,40	[kN]

VERIFICA CON ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO				
Resistenza massima lato calcestruzzo				
$t_{Rcd,max(cot\theta=1)}$	0,25	[#]		
Calcolo resistenza traliccio di Ritter e Morsch				
Ø staffe	8	[mm]	A_{st}	50,27 [mm²]
n. bracci	2	[#]	A_{sw}	100,53 [mm²]
s	200	[mm]	ω_{sw}	0,011 [#]
cotθ*	6,715		se cotθ*	<1
cotθ	2,500			1≤cotθ*≤2.5
				>2.5
V_{Rcd}	464,28	[kN]	Resistenza bielle compresse	
V_{Rsd}	73,02	[kN]	Resistenza armatura trasversale	
Valore di resistenza al taglio con armatura specifica				
V_{Rd}	73,02	[kN]	t_{Rd}	0,03 [#]

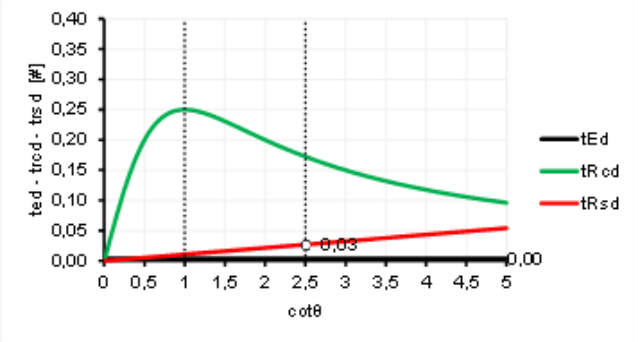


Figura 139 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a taglio – paramento verticale

La massima azione di taglio alla sezione d 'incastro del paramento verticale è pari a:

$\mathbf{V_{Ed}} = P_{A,\,SLU} + P_{Q,\,SLU} = 8{,}07 + 2{,}59 =$ **10,66 kN**

Il taglio resistente della sezione è pari a:

V_{Rd} = 73,02 kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$ La verifica risulta essere SODDISFATTA

24.2 CIABATTE DI FONDAZIONE

Il dimensionamento dell'armatura e relative verifiche verrà eseguito considerando il caso peggiore fra lato Naviglio e lato strada,

24.2.1 VERIFICHE A FLESSIONE

24.2.1.1 Lato Naviglio pavese

La σ_{max} è pari a 32,04 kPa mentre la σ_{min} è pari a 24,91 kPa.

Considerando una lunghezza teorica della ciabatta pari a 1,10 m si ha che il momento massimo all'incastro, per sovrapposizione degli effetti dovuti al carico ripartito e triangolare, è pari a:

$$Mi = 24{,}91 \times 1{,}10^2/2 + 5{,}8 \times 1{,}10^2/6 = 16{,}24 \text{ kNm/m}$$

Si assume armatura Ø12/200mm incrociati
Calcestruzzo di classe C32/40 e classe di esposizione XC4.

Il massimo momento resistente della sezione (su lunghezza unitaria) è pari a 36,23 kNm/m.
$M_{Rd} > M_{Ed}$ la verifica è SODDISFATTA

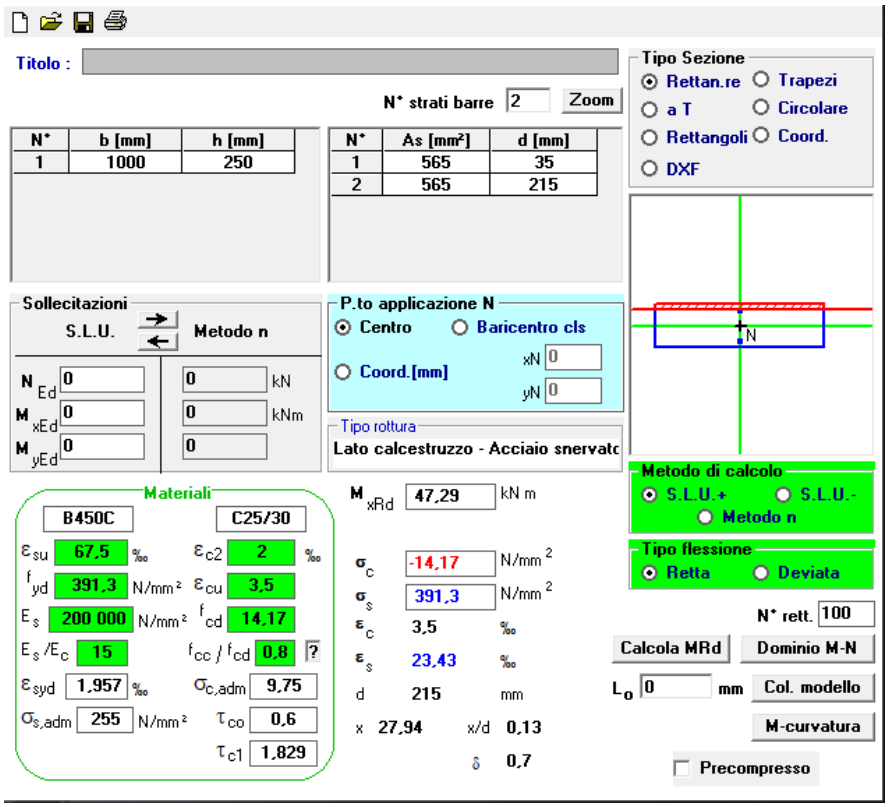


Figura 140 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a momento – ciabatta fondazione

24.2.1.2 Lato strada Viale Venezia

La σ_{max} è pari a 33,46 kPa mentre la σ_{min} è pari a 4,46 kPa.

Considerando una lunghezza teorica della ciabatta pari a 1,10 m si ha che il momento massimo all'incastro, per sovrapposizione degli effetti dovuti al carico ripartito e triangolare, è pari a:

$Mi = 29x\ 1{,}10^2/3 + 4{,}46x1{,}10^2/2 = 14{,}38$ kNm/m

Si assume armatura Ø12/200mm incrociati
Calcestruzzo di classe C32/40 e classe di esposizione XC4.

Il massimo momento resistente della sezione (su lunghezza unitaria) è pari a 36,23 kNm/m.
$M_{Rd}>M_{Ed}$ la verifica è SODDISFATTA

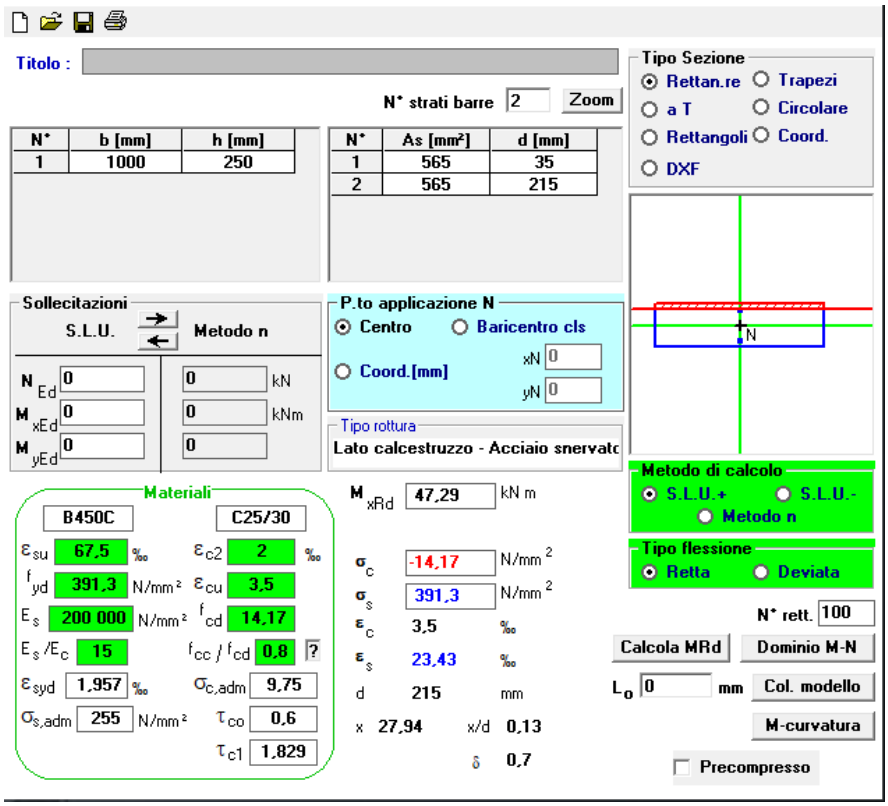


Figura 141 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a momento – ciabatta fondazione

24.2.2 VERIFICHE A TAGLIO

24.2.2.1 Lato Naviglio pavese

Taglio_nuovo_Naviglio ciabatta.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

b	1000,00	[mm]	
h	250,00	[mm]	
d'	35,00	[mm]	
d	215,00	[mm]	
A_c	250000,00	[mm^2]	
k	1,96	≤2	
v_{min}	0,5452	[#]	
A_{sl}	565,00	[mm^2]	
ρ_l	0,00263	≤0.02	
N_{Ed}	0,00	[N]	
σ_{cp}	0,00	[N/mm^2]	≤0.2*fcd

CARATTERISTICHE MECCANICHE

R_{ck}	38,55	[MPa]
f_{ck}	32,00	[MPa]
f_{yk}	450,00	[MPa]
γ_c	1,50	[#]
γ_s	1,15	[#]
f_{cd}	18,13	[MPa]
f_{yd}	391,30	[MPa]
v	0,50	[#]
α_c	1,00	[#]
α	90,00	[°]

SOLLECITAZIONE TAGLIO AGENTE

V_{Ed}	**30,59**	[kN]
t_{Ed}	0,009	[#]

Figura 142 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a taglio – ciabatta di fondazione

Taglio_nuovo_Naviglio ciabatta.xlsx STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

VERIFICA SENZA ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO		
Formula da NTC2018		
V_{Rd}	117,21 [kN]	$v_{Rd} = \min\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$
Valore di resistenza al taglio senza armatura specifica		
V_{Rd}	117,21	[kN]

La massima azione di taglio alla sezione d 'incastro del paramento verticale è pari a:

V_{Ed} = 24,91x1,10 + 5,80x1,10/2 =30,59kN

Il taglio resistente, per sezioni senza armatura specifica, della sezione è pari a:

V_{Rd} = 117,21kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$ La verifica risulta essere SODDISFATTA

24.2.2.2 Lato strada – Viale Venezia

Taglio_nuovo_Naviglio ciabatta.xlsx

STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

b	1000,00	[mm]	
h	250,00	[mm]	
d'	35,00	[mm]	
d	215,00	[mm]	
A_c	250000,00	[mm^2]	
k	1,96	≤2	
v_{min}	0,5452	[#]	
A_{sl}	565,00	[mm^2]	
ρ_l	0,00263	≤0.02	
N_{ed}	0,00	[N]	
σ_{cp}	0,00	[N/mm^2]	≤0.2*fcd

CARATTERISTICHE MECCANICHE

R_{ck}	38,55	[MPa]
f_{ck}	32,00	[MPa]
f_{yk}	450,00	[MPa]
γ_c	1,50	[#]
γ_s	1,15	[#]
f_{cd}	18,13	[MPa]
f_{yd}	391,30	[MPa]
v	0,50	[#]
α_c	1,00	[#]
α	90,00	[°]

SOLLECITAZIONE TAGLIO AGENTE

V_{Ed}	**20,86**	[kN]
t_{Ed}	0,006	[#]

Figura 143 Tratta L3 – Microtratta Naviglio pavese – Verifica a taglio – ciabatta di fondazione

Taglio_nuovo_Naviglio ciabatta.xlsx STUDIOCALVI

VERIFICA A TAGLIO PER SEZIONI DI ELEMENTI IN C.A

	INPUT		OK
	OUTPUT		NOT OK

VERIFICA SENZA ARMATURA SPECIFICA AL TAGLIO		
Formula da NTC2018		
V_{Rd}	117,21 [kN]	$v_{Rd} = \min\left\{\left[0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d\right\}$
Valore di resistenza al taglio senza armatura specifica		
V_{Rd}	**117,21** [kN]	

La massima azione di taglio alla sezione d 'incastro del paramento verticale è pari a:

V_{Ed} = 29x1,10/2 + 4,46x1,10 =20,86 kN

Il taglio resistente, per sezioni senza armatura specifica, della sezione è pari a:

V_{Rd} = 117,21kN

$V_{Rd} > V_{Ed}$ La verifica risulta essere SODDISFATTA