Committente:

Città Metropolitana di Genova
Direzione Territorio e mobilità

Titolo:

Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica, secondo il nuovo codice degli appalti (D.Lgs 36/2023), degli interventi di messa in sicurezza idraulica (demolizione e ricostruzione) del ponte n. 1240, SP 26 della Valgraveglia, km 3+538, nel comune di Ne. CIG: B93A6AC50D CUP: D47H23000680001

Oggetto:

RELAZIONE DI CALCOLO SULLE STRUTTURE

Gruppo di lavoro

Ing.	D. Guerrieri	Geom.	V. Spalierno
Ing.	R. Sguazzino	Dot.sa	G. Carrodano
Arch.	L. Corsini	Ing.	D. Loria
Arch.	J.M. Grinovero	Ing.	N.Bonni
Ing.	M. Attilia		
Geom.	M. Bozzolo		
Geol.	C. Frediani		
Arch.	G. Fiasella		

Livello di progetto: FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Nome File: P007-26-F-RE-STR-001-C

Codice progetto: P007-26

Elaborato n°: STR-001

Firme:

ORDINE DEGLI INGEGNERI PROVINCIA DELLA SPEZIA
DANIELE GUERRIERI
INGEGNERE
Civile ed Ambientale
Industriale
dell'Informazione
A 958

Rev:	Modifiche / Revisioni	Data	Redatto	Controllato	Approvato
A	PRIMA EMISSIONE	29/06/2026	NBN	LCO	DGU
B	INTEGRAZIONE DOPO VERIFICA CITTA' METROPOLITANA	31/07/2026	NBN	LCO	DGU
C	INTEGRAZIONE DOPO ULTERIORE VERIFICA CITTA' METROPOLITANA	01/09/2026	NBN	LCO	DGU

19038 SARZANA (SP) - Via B.P.U. Muccini, 54A - T. +39 0187 610532
16121 GENOVA (GE) - Via Fieschi 9, VIII Piano - T. +39 010 5959690
P. iva 01236860118 - N. CCIAA 01236860118 - REA CCIA SP112013
Cap. Soc. €100.000 i.v. - info@itec-engineering.it

ASSOCIATO OICE efca FIDIC ICMQ apave Certification
ISO 9001 - N°SC 10-2588/IAF 34
ISO 14001 - N°SCA 19-3491/IAF 34
ISO 45001 - N° SCS 20-336/IAF 34
SA8000 - N° SA8000-230804 2023
UNI/PdR125:2022 - N°SCPG24-195

È vietata a norma di legge la riproduzione, anche parziale, non autorizzata di questo documento

INDICE

1 PREMESSA 1

2 FINALITA' DELL'INTERVENTO 3

3 STATO ATTUALE ZONA OGGETTO DI INTERVENTO 4

4 RILIEVO TOPOGRAFICO E INDAGINI PRELIMINARI EFFETTUATE 7

5 DEFINIZIONE DEL QUADRO PROGRAMMATICO E DELLA COERENZA DEL PROGETTO CON GLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE E PROGRAMMAZIONE 8

5.1 INQUADRAMENTO GENERALE 8

5.1.1 Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) e normativa idraulica 9

5.1.1.1 Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA) 9

6 INTERVENTI DI PROGETTO 10

6.1 BREVI CONSIDERAZIONI SUI SOTTOSERVIZI 10

6.2 BREVI CONSIDERAZIONI SULLE FASI REALIZZATIVE E SULLA CANTIERIZZAZIONE 11

7 NORMATIVA TECNICA UTILIZZATA 13

8 MATERIALI AD USO STRUTTURALE 14

8.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO 14

8.2 ACCIAIO STRUTTURALE ADOTTATO 15

8.3 LASTRA PREDALLES UTILIZZATA COME CASSERO COLLABORANTE 15

8.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ADOTTATO 16

9 AZIONI E COMBINAZIONI SUL PONTE 18

9.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI 18

9.1.1 Analisi dei carichi 18

9.1.2 Variazioni termiche 18

9.1.3 Viscosita e ritiro 18

9.1.4 Azioni da traffico 19

9.1.5 Frenamento 20

9.1.6 Verifica a fatica 20

9.1.7 Azione del vento 20

9.1.8 Azione sismica 20

9.1.8.1 Spettri di progetto 22

9.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) 25

9.3 COMBINAZIONI SISMICHE 26

9.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 26

10 MODELLAZIONE, CALCOLI E VERIFICHE PONTE 27

10.1 DIAGRAMMI CARATTERISTICHE SOLLECITAZIONE 32
10.2 VERIFICA IMPALCATO 40
10.3 VERIFICA SBALZO LATERALE 45

11 AZIONI E COMBINAZIONI SPALLE 49

11.1 AZIONI 50
11.1.1 Peso proprio terreno 50
11.1.2 Sovraccarichi veicoli, materiale vario e folla compatta (Q_{v1}) 50
11.1.3 Azioni trasmesse da impalcato 50
11.1.4 Azione sismica 50
11.1.5 Massa sismica 51
11.1.6 Azioni idrodinamiche (q_6) 52
11.1.7 Azioni sul Paraghiaia e basamento 53

12 MODELLAZIONE, CALCOLI E VERIFICHE SPALLE 56

12.1 CONVENZIONI GENERALI 57
12.2 CRITERI DI MODELLAZIONE (PARATIE PLUS) 58
12.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA 59
12.3.1 Criteri di verifica delle paratie 59
12.3.2 Combinazioni di verifica 59
12.3.3 Micropali 61
12.3.4 Modelli di capacità 63
12.3.5 Verifica elementi in cls armato 63
12.3.5.1 SLE 63
12.3.5.2 SLU 63
12.3.6 Caratteristiche elementi strutturali: 64
12.3.7 Modello di calcolo micropali 65
12.3.8 Micropali 68
12.3.8.1 Stati limiti ultimi – SLU/SLV 68
12.3.8.2 Stati limiti esercizio – SLE 69
12.3.8.3 Riepilogo spinte mobilitate – GEO 70
12.3.8.4 Verifica a stabilità globale – GEO 71
12.3.9 Paraghiaia 72
12.3.9.1 Flessione 72
12.3.9.2 Taglio 76
*12.3.9.3 SLE) Verifiche ..... **Errore. Il segnalibro non è definito.***
12.3.9.3.1 Limitazione delle tensioni 78
12.3.9.3.2 Fessurazione 79
12.3.10 Basamento 81
*12.3.10.1 Flessione ..... **Errore. Il segnalibro non è definito.***

1 PREMESSA

Il presente elaborato fa parte del progetto di Fattibilità Tecnico Economica degli interventi di messa in sicurezza idraulica (demolizione e ricostruzione) del ponte n. 1240, SP 26 della Valgraveglia, km 3+538, nel comune di Ne. La necessità del presente progetto nasce a seguito dell'ispezione visiva del 04/06/2024 effettuata da Città Metropolitana di Genova, nella sua qualità di proprietario, concessionario e ente vigilante della SP 26, dalla quale sono emerse alcune problematiche dovute criticità idrauliche sul torrente Chiesanuova.

A seguito del sopralluogo sopra menzionato, è stato affidata allo scrivente, la redazione del progetto di messa in sicurezza generale dell'area. L'intervento prevede il rifacimento dell'impalcato, il consolidamento delle spalle e delle relative fondazioni, nonché la messa in sicurezza idraulica dell'ultimo tratto tombinato del rio Chiesanuova.



Figura 1.1: Oggetto di intervento - veduta aerea con indicazione area di intervento



Figura 1.2: Oggetto di intervento - veduta aerea con indicazione area di intervento

Dal punto di vista idraulico sul tratto terminale sono recentemente stati eseguiti alcuni interventi di sistemazione commissionati dal Comune e pagati con finanziamenti. Gli interventi previsti costituiscono un'ulteriore parziale attuazione di quanto indicato nello Studio di fattibilità idraulica della sistemazione del tratto terminale del torrente Chiesanuova, redatto dalla scrivente nel dicembre del 2019, che conteneva l'individuazione e la suddivisione in lotti degli interventi di sistemazione idraulica del tratto compreso tra il campo sportivo e la confluenza nel torrente Graveglia. Interventi finalizzati allo smaltimento della portata 200-ennale rispettando per quanto possibile, i vincoli urbanistici e viabilistici presenti, oltre alla salvaguardia delle strutture esistenti.

Il progetto, ad oggi realizzato, prevedeva in linea di massima l'allargamento del canale esistente a monte della zona oggetto della presente e il ripristino del collegamento tra le due sponde mediante la realizzazione di un nuovo ponte.

Considerazioni idrauliche inserite in quanto si fa presente fin da subito che, oltre alle opere civili previste sul ponte, il progetto contiene anche interventi e verifiche idrauliche basate su uno studio complessivo necessario per la classificazione del rischio che tenga quindi in considerazione le opere già realizzate a monte e le future opere contenute nella presente progettazione.

2 FINALITA' DELL'INTERVENTO

L'intervento prevede quindi l'approvazione del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica, propedeutico alla progettazione esecutiva, per la realizzazione di opere di adeguamento idraulico strutturale del ponte sul Graveglia per le quali si rimanda alle relazioni specialistiche allegate. Ovviamente per la realizzazione dell'intervento sarà di fondamentale importanza lo studio della cantierizzazione, in qualche modo già condiviso con la committenze, e i ripristini finali delle pavimentazioni, degli accessi e della viabilità in modo da "riconsegnare" al comune l'area invariata rispetto allo stato dei luoghi.

La progettazione del nuovo impalcato con spessore minore, unito alla riprofilatura prevista delle spalle miglioreranno il deflusso della sezione di piena come previsto anche da studio di sistemazione complessiva del 2019 che analizzava, mediante modello idraulico bidimensionale, gli effetti di mitigazione del rischio idraulico in funzione della realizzazione dei singoli lotti funzionali:

- Lotto 1: tratto terminale coperto (lunghezza 140 m circa);
- Lotto 2: tratto compreso tra il campo da bocce e la sezione di imbocco della copertura (lunghezza 200 m circa);
- Lotto 3: tratto a monte del campo da bocce (lunghezza 220 m circa)

Dei tre lotti il Lotto 2 e il Lotto 3, di competenza del Comune di Ne, sono stati realizzati o parzialmente realizzati mentre il Lotto 1, prevede la demolizione della struttura del vecchio ponte della strada provinciale inglobata nella tombinatura, e la sua sostituzione con un nuovo tratto di scatolare di dimensioni analoghe ai tratti di monte e di valle.



Figura 2.1: foto aerea con indicato in rosso il lotto 1, in giallo il lotto 2 e in verde il lotto 3 con cerchiato in viola l'area di intervento

3 STATO ATTUALE ZONA OGGETTO DI INTERVENTO

Il torrente Chiesanuova è ubicato nell'entroterra della Liguria orientale nel Comune di Ne ed è un affluente di sponda sinistra del torrente Graveglia in cui confluisce in località Conscenti in prossimità dell'edificio comunale. Il torrente Chiesanuova alla sezione di chiusura, corrispondente alla confluenza con il torrente Graveglia (CH0), sottende un bacino di circa 10.3 Km2 e caratterizzato da un asta principale di lunghezza di circa 5 km, una pendenza media del 12% e un orientamento prevalente NE-SO.

Il corso d'acqua scorre principalmente a cielo aperto in alveo naturale in aree prevalentemente boschive ed è confinato da rilievi elevati mediamente da 600-700 m s.l.m. A partire indicativamente dal campo sportivo fino a circa 150 m dalla confluenza il corso ha subito alcuni interventi di mitigazione oggetto di precedenti progettazioni e descritti più dettagliatamente nella relazione idraulica.

Il tratto finale dove incide l'area oggetto di intervento è caratterizzato invece da una tombinatura con sezione scatolare di dimensioni di circa 12x4.8 m, con pendenza media pari a 1.5%, ad esclusione di un tratto più stretto di dimensioni indicative di

10.7x3.0 m ubicato proprio in corrispondenza attraversamento stradale oggetto di intervento sulla SP26.

Le aree adiacenti al corso d'acqua sono costituite per il tratto a monte in sponda sinistra dai campi sportivi (campo da bocce e campo da calcio) con i relativi locali tecnici (spogliatoi) e da una strada sterrata che si sviluppa lungo la sponda sino al centro abitato. Le aree in sponda destra a monte del campo sportivo sono costituite da ampie zone golenali delimitate dalla viabilità comunale di Via Al Campo Sportivo (che diventa poi Via San Biagio). A monte del nuovo ponte l'area golenale tende ad assottigliarsi lasciando spazio alla viabilità spondale mentre a valle la viabilità si allontana dal corso d'acqua interponendo tra sé e l'alveo aree incolte e i primi edifici commerciali e di civile abitazione.

Da qui si sviluppa l'area più antropizzata caratterizzata dalla presenza della tombinatura attuale del rivo e dalla SP26 che, in line a di massima, divide l'ultimo tratto in due. Il tratto di monte, con porzione di tombinatura realizzata nel 1979, è caratterizzato da una piazza carrabile con aiuola spartitraffico semicentrale dove attualmente è presente il capolinea di una linea pubblica dell'autobus e parcheggi a raso. Il tratto di valle, con porzione di tombinatura realizzata nel 1985, è caratterizzato anch'esso da un parcheggio a raso in autobloccanti posto nell'intorno degli edifici del comune e della farmacia S. Rita. Trattandosi di area antropizzata sono ovviamente presenti anche fabbricati per civili abitazioni, attività commerciali, connettivo urbano ecc.

Come riportato, la zona precedentemente descritta è attraversata dalla SP26 dove, al Km 3+538, troviamo il ponte sul rio Chiesanuova oggetto di intervento. Nel dettaglio trattasi di struttura con impalcato di dimensioni 6.3 x 14 m circa realizzato con travi in c.a. Tale elemento poggia su due spalle, quella in destra idrografica, modificata probabilmente durante la realizzazione della copertura del rio, è in c.a., quella in sinistra idrografica è in pietra e quindi, con una buona probabilità, risalente alla realizzazione della strada quanto il corso d'acqua correva ancora a cielo aperto. Sopra la struttura dell'impalcato troviamo una sovrastruttura che, unita all'altezza della parte resistente, formano un pacchetto completo tra intradosso ed estradosso di circa 1.6 m.

In questo pacchetto corrono, trasversalmente al senso di scorrimento del rio Chiesanuova, diverse tubazioni staffate alla struttura che utilizzano il ponte per "attraversare" il rivo e continuare la loro corsa o verso le cave di Frisolino o verso Cogorno.

Per ogni approfondimento in merito, soprattutto per avere un quadro più esaustivo sui sottoservizi esistenti, si rimanda alle relazioni specialistiche.

4 RILIEVO TOPOGRAFICO E INDAGINI PRELIMINARI EFFETTUATE

Per comprendere al meglio le geometrie della zona, nel mese di Aprile 2026, è stato realizzato un rilievo con laser scanner che, nel mondo della topografia e dei rilievi 3D, rappresenta una delle tecnologie più avanzate a disposizione. Il rilievo con laser scanner infatti è una tecnica di acquisizione dati che utilizza un dispositivo di scansione laser per rilevare e registrare le caratteristiche tridimensionali di oggetti fisici, strutture o ambienti. L'acquisizione attraverso la scansione consente di immagazzinare in pochi minuti migliaia di punti che nel loro complesso forniscono un completo modello tridimensionale dell'oggetto della scansione.

Tale attività ha consentito la restituzione fedele dello stato dei luoghi, fornendo dimensioni e quote reali necessarie sia per la rappresentazione dello stato attuale, sia per condurre verifiche idrauliche e strutturali con il minimo scarto d'errore. Proprio per rispondere anche alle necessità idrauliche, il rilievo è stato esteso, a valle della tombinatura, fino alla confluenza con il Graveglia, e, a monte, fino al lotto 3. Tutti i dati raccolti ci hanno permesso di effettuare uno studio completo che ci ha consentito di analizzare nel dettaglio il comportamento idrodinamico attuale e di simulare con precisione la risposta del corso d'acqua post-operam.

Durante le operazioni di rilievo sono state scansionate anche alcune delle tubazioni in attraversamento al torrente che, assieme alle fotografie effettuate e agli incontri effettuati sul posto con i vari enti, ci hanno permesso di rappresentare le interferenze presenti riducendo il margine di errore che molto spesso si ha basandosi sulla sola cartografica inviata.

Per una completa lettura dell'intorno, all'interno del rilievo sono stati inseriti anche la viabilità superficiale e gli edifici presenti fornendoci una "fotografia" 3D completa della zona.

5 DEFINIZIONE DEL QUADRO PROGRAMMATICO E DELLA COERENZA DEL PROGETTO CON GLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE E PROGRAMMAZIONE

5.1 INQUADRAMENTO GENERALE



Figura 5.1: foto aerea con indicato in rosso la zona oggetto di intervento su SP26

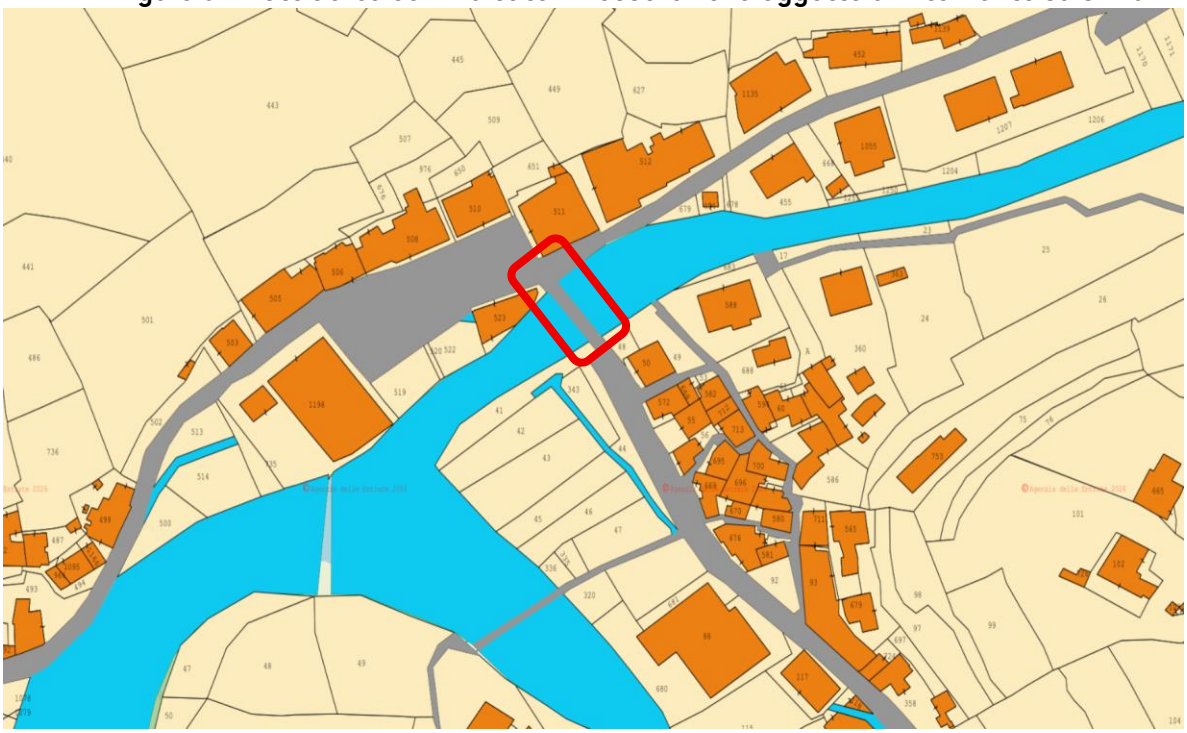


Figura 5.2: Stralcio catastale con in rosso la zona oggetto di intervento su SP26. Foglio 47

5.1.1 Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) e normativa idraulica

5.1.1.1 Piano di Gestione Rischio Alluvioni (PGRA)

La normativa di riferimento dal punto di vista idraulico è costituita dal Piano di Gestione Rischio Alluvioni del Distretto dell'Appenino Settentrionale, dal Regolamento Regionale n. 3 del 14/07/2011 e dal Regolamento Regionale n. 1/2025.
Il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni, per quanto riguarda la pericolosità Dominio Fluviale, divide il territorio in tre zone principali P1, P2 e P3.
P1: rappresentano aree inondabili da eventi con periodo di ritorno superiore a 200 anni;
P2: aree inondabili, come riportate nelle mappe del PGRA, da eventi con periodo di ritorno maggiore di 50 anni e minore od uguale a 200 anni;
P3: aree inondabili, come riportate nelle mappe del PGRA, da eventi con periodo di ritorno minore od uguale a 50 anni.

Di seguito mappatura della pericolosità da alluvione fluviale allegata al PGRA del Distretto dell'Appennino Settentrionale (**Area intervento - P3**)

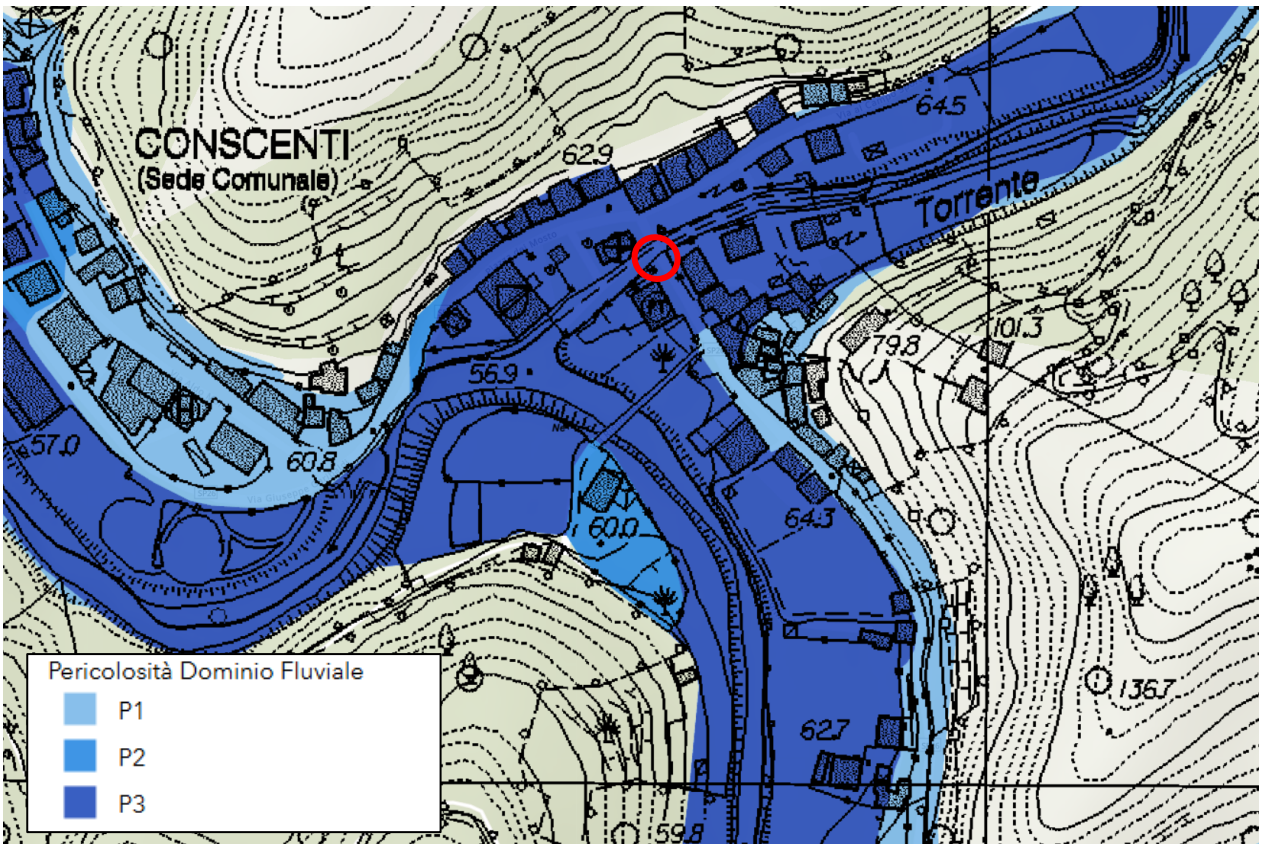


Figura 5.3.4.1.1 - Estratto PGRA con in rosso area di intervento

6 INTERVENTI DI PROGETTO

Gli interventi previsti, oltre a consentire il deflusso della portata 200-ennale con adeguati franchi nella configurazione finale della sistemazione complessiva, tendono a restituire al corso d'acqua la sua originale valenza, conferendo allo stesso un maggior respiro da un punto di vista idraulico e ambientale.

L'esecuzione del progetto non prevede alcun utilizzo di risorse naturali presenti nell'area di intervento e nelle porzioni limitrofe, né per quanto riguarda l'acqua dolce o salata, né prelievi di sabbia o elementi lapidei (roccia imposta o massi isolati). Le uniche movimentazioni di terreno riguarderanno la riprofilatura della spalla e di una porzione di fondo alveo. In particolare:

- l'intervento non modifica la percezione dell'insieme;
- non vengono alterati i caratteri distintivi di sistemi naturali e di sistemi antropici storici;
- non vengono alterati gli elementi di qualità scenica, panoramica ecc.;
- non sono presenti elementi caratteristici, presenti in alcuni siti o aree particolari;
- non vi sarà perdita, deturpazione di risorse naturali e di caratteri culturali, storici, visivi, morfologici, testimoniali;
- i luoghi accoglieranno i cambiamenti in progetto, senza effetti di alterazione o diminuzione dei caratteri connotativi o degrado della qualità complessiva;
- non sussistono condizioni di facile alterazione o distruzione dei caratteri connotativi;
- non ci sono situazioni di instabilità delle componenti fisiche e biologiche o degli assetti antropici.

Gli unici possibili impatti sono legati alle fasi di realizzazione durante le quali verranno comunque messe in atto tutte le azioni di mitigazione possibili per ridurre al minimo gli effetti che i lavori potranno comportare sull'ambiente circostante sia di tipo naturalistico ambientale che di disagi della popolazione residente.

6.1 BREVI CONSIDERAZIONI SUI SOTTOSERVIZI

Sulla base del rilievo di dettaglio effettuato nell'ambito del progetto, dopo aver analizzato le possibili interferenze con le opere previste, e dopo alcuni sopralluoghi effettuati in sito risultano interferenti cavidotti o tubazioni di:

- E-DISTRIBUZIONE (per la rete elettrica)
- OPENFIBER (per la rete telefonica e dati)
- FIBERCOP (per la rete telefonica e dati)
- IRETI (per la rete di fognature e acquedotto)
- ITALGAS (per la rete gas)
- COMUNE DI NE (per illuminazione pubblica e linee dati)

Si segnala fin da subito che una buona parte degli enti gestori non ha fornito i dati richiesti su profondità e tracciato delle tubazioni. I sopralluoghi visivi e l'ispezione dei chiusini ci hanno permesso una localizzazione valida ma comunque, nel complesso, approssimativa. Al fine quindi di prevenire interferenze, le eventuali difformità tra la documentazione progettuale e lo stato di fatto dovranno essere tassativamente verificate sul campo dall'impresa prima di iniziare con le lavorazioni.

Anche senza tracciamenti e profondità effettive, le operazioni "più delicate" previste nella progettazione dei sottoservizi sono state concordate assieme agli enti gestori e al Comune di Ne. In linea di massima comunque si prevede il posizionamento di provvisori a seguire le fasi di cantiere per il periodo necessario alla realizzazione dell'intervento progettuale. Come per i provvisori anche per i definitivi la posa delle nuove porzioni di cavidotti/tubazioni seguirà le fasi di cantiere. Nel dettaglio verranno prima ricollegate le linee della metà di valle per poi successivamente spostarsi sulla meta di monte una volta terminate le lavorazioni. Le tubazioni verranno posizionate all'interno del nuovo impalcato in modo da non interferire con il deflusso delle acque.

Per ogni ulteriore approfondimento, si rimanda alla relazione tecnica e alle tavole grafiche dei sottoservizi allegate al progetto. In tali elaborati sono descritti puntualmente lo stato attuale, la configurazione provvisoria e l'assetto definitivo delle reti; le tempistiche d'intervento sono invece riportate nelle tavole relative alle fasi di cantiere.

6.2 BREVI CONSIDERAZIONI SULLE FASI REALIZZATIVE E SULLA CANTIERIZZAZIONE

Di seguito si riportano brevemente alcune indicazioni di massima sulle fasi realizzative e sulla cantierizzazione comunque meglio individuata, descritta e rappresentata nella relazione tecnica e nelle tavole dedicate alle quali si rimanda per ulteriori approfondimenti tecnici.

Considerando che attualmente l'impalcato è già diviso in mezzeria e che l'intervento deve garantire sempre e comunque il transito dei mezzi pesanti sulla SP in modo da

non interrompere il transito da e verso le cave di Frisolino, la cantierizzazione verrà suddivisa principalmente in tre macro fasi.

1° Fase – tratto di valle:

- Modifica alla segnaletica orizzontale e verticale con successivo posizionamento di baracche e recinzioni nel parcheggio;
- Spostamento sottoservizi esistenti in provvisorio mediante il posizionamento su Rack o direttamente appesi alla recinzione;
- Demolizione della porzione dell'impalcato con relativi smaltimenti alle pubbliche discariche;
- Realizzazione dei due nuovi appoggi formati da micropali e cordolo in c.a.;
- Realizzazione del nuovo impalcato e della nuova viabilità;
- Smobilizzo cantiere;

2° Fase – tratto di monte:

- Modifica alla segnaletica orizzontale e verticale con successivo posizionamento di baracche e recinzioni nel parcheggio;
- Spostamento sottoservizi esistenti in provvisorio mediante il posizionamento su Rack o direttamente appesi alla recinzione;
- Demolizione della porzione dell'impalcato con relativi smaltimenti alle pubbliche discariche;
- Realizzazione dei due nuovi appoggi formati da micropali e cordolo in c.a.;
- Realizzazione del nuovo impalcato e della nuova viabilità;
- Smobilizzo cantiere;

3° Fase – tratto sotto impalcato interno al tratto tombinato:

- Realizzazione pista di accesso in alveo
- Demolizione porzione di spalla in sponda sinistra con relativi smaltimenti alle pubbliche discariche;
- Realizzazione di cartelle in c.a. davanti ai pali per raccordo con gli argini esistenti;
- Riprofilatura finale fondo alveo;
- Smobilizzo cantiere e pista di accesso

7 NORMATIVA TECNICA UTILIZZATA

Per il calcolo e le verifiche della passerella stradale con struttura acciaio–calcestruzzo sono stati adottati i seguenti riferimenti normativi:

- Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) – criteri generali di progettazione, definizione delle azioni, combinazioni di carico e verifiche agli stati limite.
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 – chiarimenti applicativi e indicazioni operative.
- EN 1990 – principi generali di progettazione strutturale e combinazione delle azioni.
- EN 1991-2 – definizione dei carichi stradali mobili, modelli di carico e azioni dinamiche da traffico veicolare.
- EN 1992-1-1 – progettazione e verifica degli elementi in cemento armato.
- EN 1992-2 – progettazione e verifica delle opere da ponte in calcestruzzo armato e precompresso.
- EN 1993-1-1 – progettazione e verifica degli elementi in acciaio.
- EN 1993-2 – verifiche specifiche delle strutture metalliche da ponte.
- EN 1994-1-1 – progettazione delle sezioni miste acciaio–calcestruzzo.
- EN 1994-2 – verifiche specifiche delle strutture miste da ponte.
- EN 1998 – criteri di progettazione e verifica nei confronti dell'azione sismica.

8 MATERIALI AD USO STRUTTURALE

8.1 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO

Elemento strutturale	Classe di resistenza	Classe di esposizione	Classe di consistenza	Dmax aggregato	Copriferro nominale cnom
Soletta e travi incorporate	C35/45	XC4 – XD3 – XF2	S4	20 mm	50 mm
Cordoli laterali	C35/45	XC4 – XD3 – XF2	S4	20 mm	50 mm
Spalle	C32/40	XC4	S4	20 mm	40 mm
Fondazioni	C32/40	XC2	S4	20 mm	50 mm

Caratteristica	Valore
Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cilindrica (fck)	35 MPa
Resistenza caratteristica cubica (Rck)	45 MPa
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo aggregati (Dmax)	20 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0,45
Dosaggio minimo di cemento	360 kg/m³
Classe di contenuto di cloruri	Cl 0,40
Massa volumica	25 kN/m³
Modulo elastico medio (Ecm)	34 GPa

Caratteristica	Valore
Classe di resistenza	C32/40
Resistenza caratteristica cilindrica (fck)	32 MPa
Resistenza caratteristica cubica (Rck)	40 MPa
Classe di consistenza	S4
Diametro massimo aggregati (Dmax)	20 mm
Rapporto acqua/cemento massimo	0,45
Dosaggio minimo di cemento	360 kg/m³
Classe di contenuto di cloruri	Cl 0,40
Massa volumica	25 kN/m³
Modulo elastico medio (Ecm)	31 GPa

Classe	Descrizione
XC2	Calcestruzzo permanentemente bagnato, tipico delle fondazioni.
XC4	Calcestruzzo soggetto a cicli di bagnato e asciutto.
XD3	Presenza di cloruri provenienti da sali disgelanti trasportati dagli spruzzi del traffico stradale.
XF2	Cicli di gelo-disgelo con moderata saturazione d'acqua e presenza di sali disgelanti.

8.2 ACCIAIO STRUTTURALE ADOTTATO

Elemento strutturale	Qualità acciaio	Norma di riferimento
Travi principali incorporate	S355J0	UNI EN 10025-2
Traversi e irrigidimenti	S355J0	UNI EN 10025-2
Piastre e connessioni	S355J0	UNI EN 10025-2

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S355J0

Proprietà	Simbolo	Valore
Tensione di snervamento	fy	355 MPa
Tensione ultima	fu	470 ÷ 630 MPa
Modulo elastico	E	210 GPa
Coefficiente di Poisson	v	0,30
Peso specifico	γs	78,5 kN/m³

Le caratteristiche sopra riportate sono state assunte nelle verifiche di resistenza e stabilità della struttura mista acciaio–calcestruzzo del ponte a travi incorporate.

8.3 LASTRA PREDALLES UTILIZZATA COME CASSERO COLLABORANTE

Elemento strutturale	Spessore fondo prefabbricato	Classe di resistenza cls	Classe di esposizione	Classe di consistenza	Dmax aggregato	Copriferro nominale cnom
Lastra Predalles prefabbricata (cassero a perdere collaborante)	60 mm	C35/45	XC4	S4	20 mm	25 mm
Getto integrativo in opera	Variabile secondo progetto	C35/45	XC4 – XD3 – XF2	S4	20 mm	50 mm

Parametro	Valore
Tipologia	Lastra prefabbricata in c.a. tipo Predalles
Funzione	Cassero a perdere collaborante per il getto della soletta
Spessore del fondo prefabbricato	60 mm
Classe del calcestruzzo prefabbricato	C35/45
Classe dell'acciaio d'armatura	B450C
Copriferro minimo delle armature inferiori	20 mm
Copriferro nominale adottato	35 mm
Finitura inferiore	Fondo cassero faccia a vista da cassero metallico

Caratteristica	Valore
Tipo di acciaio	B450C
Tensione caratteristica di snervamento (fyk)	450 MPa
Modulo elastico (Es)	210 GPa
Norma di riferimento	NTC 2018 - UNI 11138

Nota: la lastra Predalles con fondo prefabbricato di spessore 60 mm è considerata elemento di casseratura collaborante durante le fasi di getto e maturazione del calcestruzzo integrativo e contribuisce alla resistenza della sezione composta.

8.4 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO ADOTTATO

Elemento strutturale	Tipo di acciaio	Norma di riferimento
Armature soletta collaborante	B450C	NTC 2018
Armature Predalles	B450C	NTC 2018
Armature cordoli	B450C	NTC 2018
Armature spalle	B450C	NTC 2018
Armature fondazioni	B450C	NTC 2018

Proprietà	Simbolo	Valore
Tensione caratteristica di snervamento	fyk	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura	ftk	≥ 540 MPa
Rapporto di sovraresistenza	ftk / fyk	≥ 1,15
Allungamento totale al carico massimo	Agt	≥ 7,5 %
Modulo elastico	Es	210 GPa
Coefficiente di Poisson	v	0,30
Peso specifico	γs	78,5 kN/m³

Caratteristica	Valore
Classe di duttilità	C
Tipo di prodotto	Barre nervate ad aderenza migliorata
Saldabilità	Garantita
Controllo di accettazione	Secondo NTC 2018 e normativa vigente
Coefficiente parziale di sicurezza	γs = 1,15

La fornitura e la posa in opera delle armature devono essere conformi alle prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e delle relative istruzioni applicative, garantendo le caratteristiche di resistenza, duttilità e aderenza richieste per le strutture in cemento armato.

9 AZIONI E COMBINAZIONI SUL PONTE

9.1 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI

9.1.1 Analisi dei carichi

Pesi propri e permanenti portati – G_1, G_2

I pesi propri degli elementi strutturali e dei sovraccarichi permanenti sono stati valutati seguendo le indicazioni contenute delle NTC18:

Pesi permanenti strutturali (Self-Weight):

Pesi propri elementi	
C.A.:	25.00 kN/m^3;
Acciaio:	78.50 kN/m^3
Pesi permanenti NON strutturali:	
Pavimentazione	al mq su impalcato (110mm) (SDL1)
Marciapiede	al mq su impalcato (200 mm) (SDL1)
Barriera	1.5 KN/ml (SDL2)
Tubazioni+carter	1 KN/ml (SDL2)

9.1.2 Variazioni termiche

Gli effetti della temperatura uniforme sono stati trascurati in quanto l'impalcato è schematizzato come struttura isostatica in semplice appoggio, dotata di vincoli che consentono le libere deformazioni longitudinali. Le variazioni termiche non generano pertanto significative sollecitazioni interne.

9.1.3 Viscosita e ritiro

Gli effetti del ritiro sono stati trascurati nell'analisi globale in quanto l'impalcato è schematizzato come struttura isostatica in semplice appoggio. Le deformazioni da ritiro possono svilupparsi pressoché liberamente e producono principalmente accorciamenti della struttura senza generare significative sollecitazioni di autovincolo.

L'effetto della viscosità è stato considerato secondo il punto 5.4.22 de EN1994-2 utilizzando per coefficiente di omogeneizzino il valore ottenuto dalla relazione:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \phi_t)$$

$n_0 = E_a/E_{cm}$: f_{ck}=35 MPa=> E_{cm} = 34100 MPa n_0 = 6.16

Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) Ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

ϕ_t: coefficiente di deformazione viscosa a t_{oo} ricavata da punto 11.2.10.7 delle NTC18.

Si ricava:

- Per carichi permanenti $n_L = 14.86$ =>

9.1.4 Azioni da traffico

Le azioni da traffico sono state valutate in riferimento al cap. 5 delle NTC 2018. Avendo a disposizione una larghezza carrabile pari a 6.8 m, si considerano n°2 corsie convenzionali di larghezza pari a 3.0 m cadauna; oltre ai carichi da traffico è stato considerato il caso di folla compatta agente sia contemporaneamente ai carichi da traffico (con valore combinato pari a 2.50 kN/m^2 agenti sul marciapiede), sia sull'intero impalcato in assenza di traffico con valore uniforme pari a 5.0 kN/m^2 (Schema di carico 5).

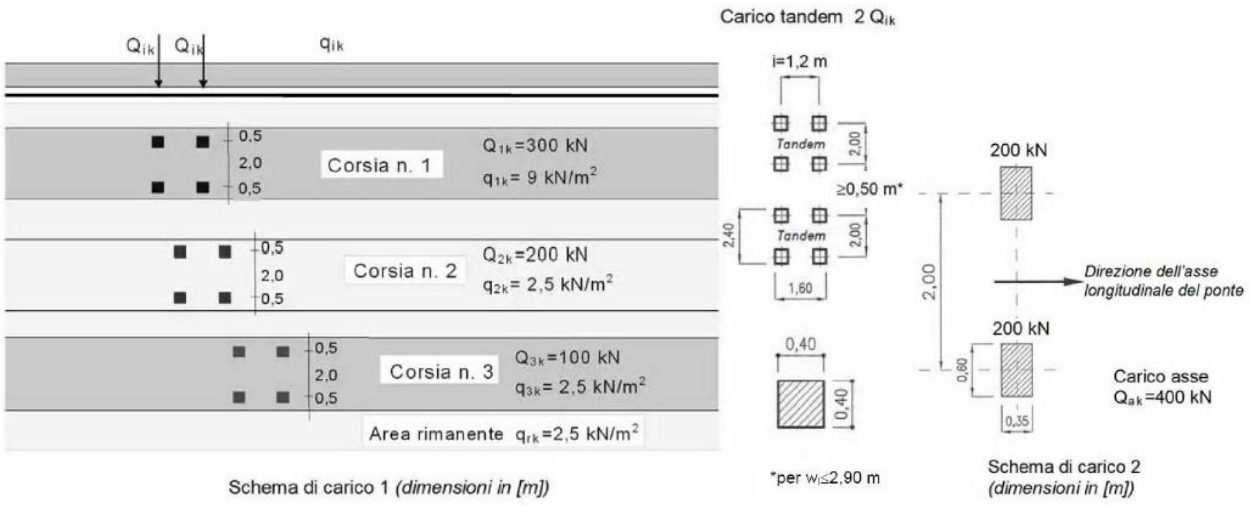


Figura 9.1 – Schemi di carico da traffico n°1 e n°2

Le azioni da traffico dello Schema di Carico 1 considerate sono quindi riassumibili nella seguente tabella.

	TSL	UDL	Larghezza
Corsia n°1	*300 kN/asse*	*9.00 kN/m²*	*3.0 m*
Corsia n°2	*200 kN/asse*	*2.50 kN/m²*	*3.0 m*
Area rimanente	-	*2.50 kN/m²*	*0.8 m*

Tale valore è comprensivo degli effetti dinamici come specificato dalle vigenti NTC2018 al par.5.1.3.3.3.
La permutazione e la disposizione delle corsie convenzionali (corsia 1, 2) ed i relativi carichi associati, sono svolte in automatico dal programma di calcolo in relazione alla massima sollecitazione che ad esse compete, escludendo se necessario, quelle che riducono la sollecitazione cercata.

Il carico folla sull'impalcato pari a 5 KN/mq (combinazione gruppo IV) in tabella 5.1.IV.

9.1.5 Frenamento

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari 408.6 KN calcolata come indicato al 5.1.3.5 NTC2018.
La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

9.1.6 Verifica a fatica

La verifica a fatica è stata condotta adottando il modello di carico per "vita illimitata", facendo riferimento al modello di carico 1, costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70%.

Relativamente alla tensione è stato fatto riferimento al limite di fatica ad ampiezza costante.
I criteri di verifica sono indicati nella verifica.

9.1.7 Azione del vento

L'azione del vento viene trascurata essendo non significativa se confrontata con l'azione sismica.

9.1.8 Azione neve

Ai fini della definizione delle combinazioni di carico, l'azione della neve non è stata considerata nelle verifiche di progetto in quanto non risulta dimensionante per l'opera in esame. I carichi da traffico determinano infatti effetti sensibilmente più gravosi, sia in termini di sollecitazioni sia di deformazioni strutturali, e sono pertanto

assunti come azione variabile principale nelle combinazioni di calcolo. Inoltre, come riportato nella Tabella 5.1.VI del §5 delle NTC 2018, l'azione della neve è caratterizzata da coefficienti di combinazione nulli nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e agli Stati Limite di Esercizio (SLE) pertinenti al caso in esame. Ne consegue che il contributo del carico nevoso risulta trascurabile e privo di influenza significativa sia sul dimensionamento sia sulle verifiche della struttura.

9.1.9 Azione sismica

Vita Nominale

La struttura è stata considerata strategica, quindi con **V_N** intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata è stata assunta di conseguenza come indicato in Tab 2.4.I delle NTC18.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

	TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

"Vn = 50 anni – *Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari* => **V_N = 50 anni**.

Classe d'uso

Con riferimento a Tab 2.4.I delle NTC08, in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono divise in classi d'uso. Sulla base dei dati di progetto si assume che l'opera in progetto ricada in **classe d'uso III**.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni simiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale Vn per il coefficiente d'uso Cu.

Il valore del coefficiente d'uso Cu è definito, al variare della classe d'uso, secondo quanto riportato nella Tab. 2.4.II delle N.T.C.

Tab. 2.4.II – *Valori del coefficiente d'uso C_U*

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Assumendo la classe d'uso III, segue **Cu=1.5**. Segue vita di riferimento pari a **Vr ≥ 75 anni**.

si assume una **categoria B** secondo quanto indicato nel rapporto di indagine geognostiche svolte.

Allo stesso modo è stato possibile individuare anche le condizioni topografiche del sito in oggetto assumendo una categoria topografica di tipo **categoria T1**

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

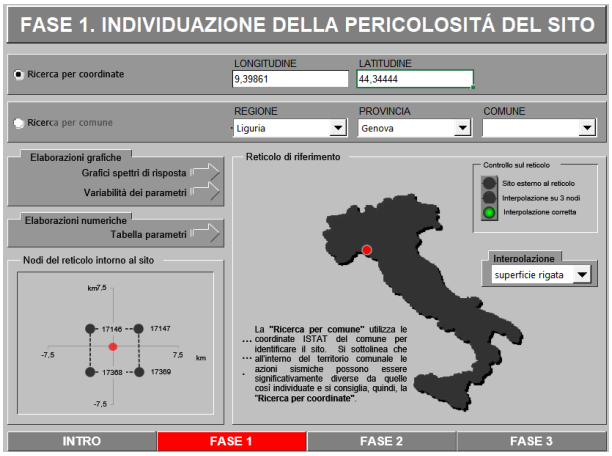
9.1.9.1 Spettri di progetto

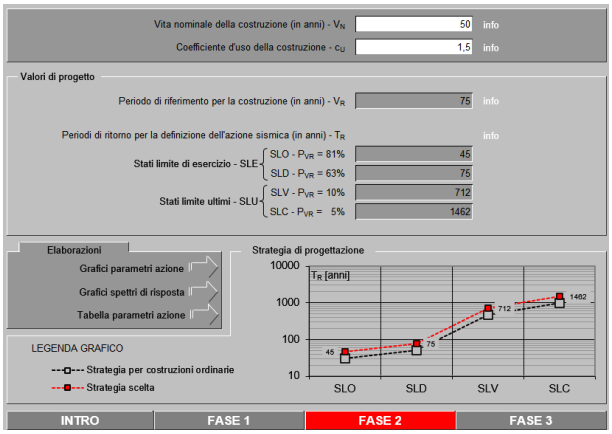
Ai fini della caratterizzazione dell'azione sismica di progetto è stato fatto riferimento ai seguenti parametri:

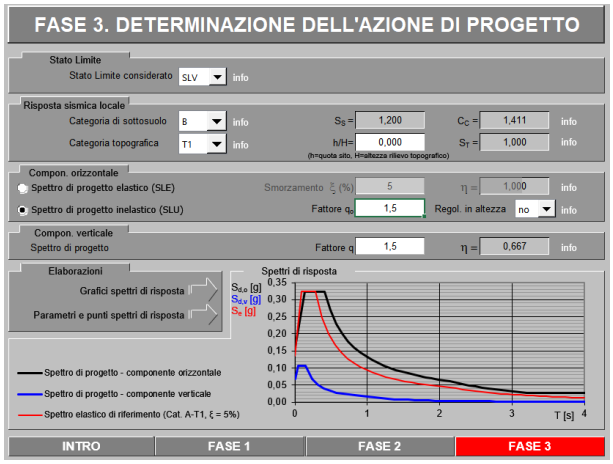
- Longitudine 9.39861 °
- Latitudine: 44.34444 °
- Terreno tipo B
- Coefficiente di topografica T1
- V_N=50 anni
- Classe d'uso: III

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,043	2,495	0,230
SLD	75	0,054	2,503	0,250
SLV	712	0,135	2,391	0,287
SLC	1462	0,174	2,378	0,294

Figura 9.2 – Valori dei parametri ag, Fo, Tc* associati a ciascuno stato limite.


FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÁ DEL SITO
Ricerca per coordinate
LONGITUDINE
9,39861
LATITUDINE
44,34444
Ricerca per comune
REGIONE
Liguria
PROVINCIA
Genova
COMUNE
Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri
Elaborazioni numeriche
Tabella parametri
Nodi del reticolo intorno al sito
km7,5
17146
17147
-7,5
7,5
km
17368
17369
-7,5
Reticolo di riferimento
Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta
Interpolazione
superficie rigata
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


Vita nominale della costruzione (in anni) - VN
50
info
Coefficiente d'uso della costruzione - cU
1,5
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - VR
75
info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - TR
info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - PVR = 81%
45
SLD - PVR = 63%
75
Stati limite ultimi - SLU
SLV - PVR = 10%
712
SLC - PVR = 5%
1462
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
Strategia di progettazione
10000
1000
100
10
TR [anni]
45
75
712
1462
SLO
SLD
SLV
SLC
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3


FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato
SLV
info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo
B
info
Categoria topografica
T1
info
SS =
1,200
CC =
1,411
h/H=
0,000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
ST =
1,000
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Smorzamento ξ (%)
5
η =
1,000
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Fattore q0
1,5
Regol. in altezza
no
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q
1,5
η =
0,667
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
Sd,o [g]
Sd,v [g]
Se [g]
0,35
0,30
0,25
0,20
0,15
0,10
0,05
0,00
0
1
2
3
T [s]
4
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,135 g
F_o	2,391
T_C^*	0,287 s
S_S	1,200
C_C	1,411
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,833
T_B	0,135 s
T_C	0,406 s
T_D	2,141 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

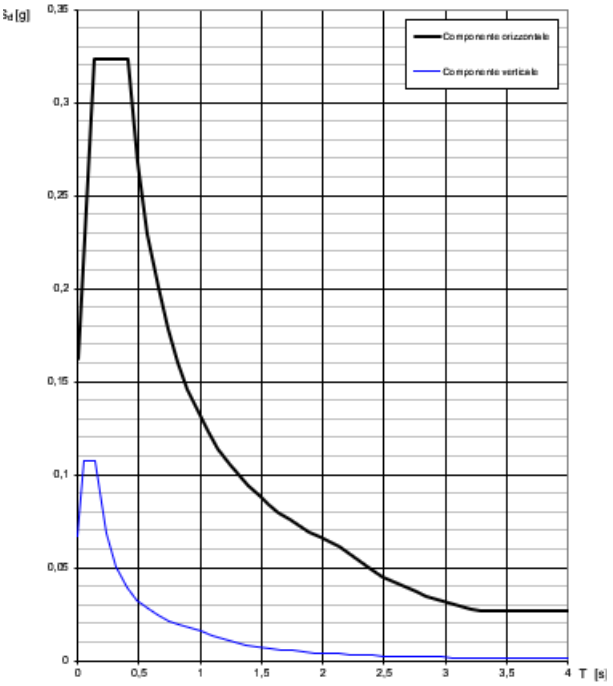
$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]	
0,000	0,162	
0,135	0,323	T_B
0,406	0,323	T_C
0,488	0,269	
0,571	0,230	
0,654	0,201	
0,736	0,178	
0,819	0,160	
0,901	0,145	
0,984	0,133	
1,067	0,123	
1,149	0,114	
1,232	0,106	
1,315	0,100	
1,397	0,094	
1,480	0,089	
1,562	0,084	
1,645	0,080	
1,728	0,076	
1,810	0,072	
1,893	0,069	
1,976	0,066	
2,058	0,064	
2,141	0,061	T_D
2,223	0,056	
2,318	0,052	
2,406	0,048	
2,495	0,045	
2,583	0,042	
2,672	0,039	
2,761	0,037	
2,849	0,035	
2,938	0,033	
3,026	0,031	
3,115	0,029	
3,203	0,027	
3,292	0,027	
3,380	0,027	
3,469	0,027	
3,557	0,027	
3,646	0,027	
3,734	0,027	
3,823	0,027	
3,311	0,027	
4,000	0,027	

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,174 g
F_o	2,378
T_C^*	0,294 s
S_S	1,200
C_C	1,405
S_T	1,000
q	1,200

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,833
T_B	0,138 s
T_C	0,413 s
T_D	2,295 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

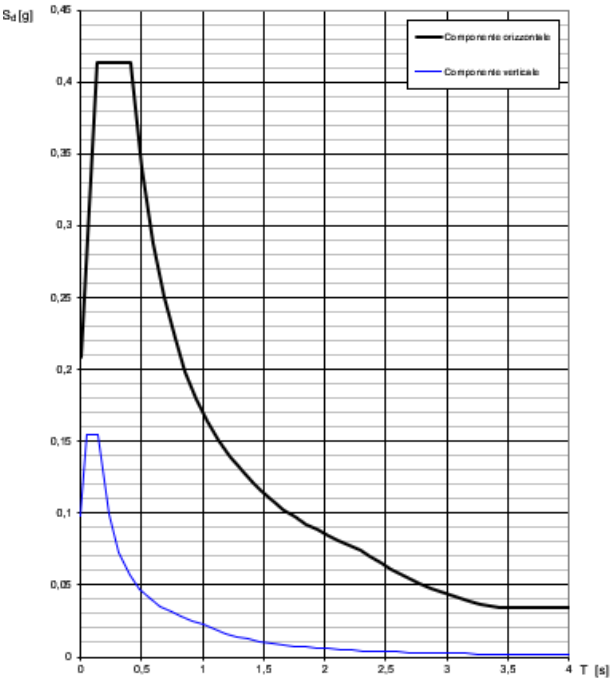
$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]	
0,000	0,203	
0,138	0,413	T_B
0,413	0,413	T_C
0,503	0,340	
0,593	0,288	
0,682	0,250	
0,772	0,221	
0,861	0,198	
0,951	0,180	
1,041	0,164	
1,130	0,151	
1,220	0,140	
1,310	0,130	
1,399	0,122	
1,489	0,115	
1,578	0,108	
1,668	0,102	
1,758	0,097	
1,847	0,093	
1,937	0,088	
2,026	0,084	
2,116	0,081	
2,206	0,077	
2,295	0,074	T_D
2,377	0,063	
2,458	0,065	
2,539	0,061	
2,620	0,057	
2,701	0,054	
2,782	0,051	
2,864	0,048	
2,945	0,045	
3,026	0,043	
3,107	0,041	
3,188	0,039	
3,269	0,037	
3,351	0,035	
3,432	0,035	
3,513	0,035	
3,594	0,035	
3,675	0,035	
3,756	0,035	
3,838	0,035	
3,313	0,035	
4,000	0,035	

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLC



Le combinazioni allo Stato Limite Ultimo sono state valutate secondo quanto previsto al paragrafo 2.5.3 delle NTC18.

9.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

La combinazione di carico allo SLU risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

dove :

γ_{G1} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti;

γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza dei carichi permanenti non strutturali;

γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza delle azioni variabili di natura non antropica;

G_1 rappresenta i carichi permanenti strutturali;

G_2 rappresenta i carichi permanenti non strutturali;

Q_i rappresenta i carichi variabili.

Nel definire le differenti combinazioni coerenti con la formulazione sopra riportata, la condizione di carico relativa al terreno è stata considerata con i coefficienti di sicurezza sia a favore che a sfavore di sicurezza.

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

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

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

Per carichi mobili da traffico si fa riferimento per i coefficienti parziali alle tabelle 5.1.V e 5.1.II

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

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

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

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

9.3 COMBINAZIONI SISMICHE

La combinazione di carico in ambito sismico risulta definita dalla seguente espressione:

$$E = E_{sism} + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}$$

dove l'azione sismica E_{sism} viene valutata con riferimento allo Stato Limite considerato (SLV).

9.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Si definiscono i seguenti Stati Limite:

SLE Raro (combinazione caratteristica)

$$E = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}$$

SLE Frequente

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

SLE Quasi Permanente

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

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella Tab. 2.5.I. delle NTC18.

9.5 ELENCO COMBINAZIONI

NAME=G2, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G2_Pavimentazione, 1, ST, G2_Barriere, 1, ST, G2_Marciapiede, 1
NAME=1.5G2, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G2_Pavimentazione, 1.5, ST, G2_Barriere, 1.5
ST, G2_Marciapiede, 1.5
NAME=Frenamento +, GEN, INACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
ST, Frenamento Corsia 1, 1, ST, Frenamento Corsia 2, 1
NAME=Frenamento -, GEN, INACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
ST, Frenamento Corsia 1, -1, ST, Frenamento Corsia 2, -1
NAME=INV_Frenamento, GEN, INACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, Frenamento +, 1, CB, Frenamento -, 1
NAME=Gruppo1, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLU_dx, 1
NAME=Gruppo 2_1, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLE_dx, 1, CB, Frenamento +, 1
NAME=Gruppo 2_2, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLE_dx, 1, CB, Frenamento -, 1
NAME=Gruppo 2_3, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLE_sx, 1, CB, Frenamento +, 1
NAME=Gruppo 2_4, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLE_sx, 1, CB, Frenamento -, 1
NAME=Gruppo 2, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, Gruppo 2_1, 1, CB, Gruppo 2_2, 1, CB, Gruppo 2_3, 1
CB, Gruppo 2_4, 1
NAME=SLU_1, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1.35, ST, G2_Pavimentazione, 1.5, CB, Gruppo1, 1.35
NAME=SLU_2, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1.35, ST, G2_Pavimentazione, 1.5, CB, Gruppo 2_1, 1.35
NAME=SLU_3, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1.35, ST, G2_Pavimentazione, 1.5, CB, Gruppo 2_2, 1.35
NAME=SLU_4, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1.35, ST, G2_Pavimentazione, 1.5, CB, Gruppo 2_3, 1.35
NAME=SLU_5, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1.35, ST, G2_Pavimentazione, 1.5, CB, Gruppo 2_4, 1.35
NAME=INV_SLU, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, SLU_1, 1, CB, SLU_2, 1, CB, SLU_3, 1, CB, SLU_4, 1, CB, SLU_5, 1
NAME=SLE_1, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, G2_Pavimentazione, 1, CB, Gruppo1, 1
NAME=SLE_2, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1

ST, G1, 1, ST, G2_Pavimentazione, 1, CB, Gruppo 2_1, 1
NAME=SLE_3, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, G2_Pavimentazione, 1, CB, Gruppo 2_2, 1
NAME=SLE_4, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, G2_Pavimentazione, 1, CB, Gruppo 2_3, 1
NAME=SLE_5, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, G2_Pavimentazione, 1, CB, Gruppo 2_4, 1
NAME=INV_SLE, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, SLE_1, 1, CB, SLE_2, 1, CB, SLE_3, 1, CB, SLE_4, 1, CB, SLE_5, 1
NAME=Fatica, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
MV, Fatica_dx, 1, MV, Fatica_sx, 1
NAME=Freccia, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
MV, ML SLU_dx, 1, MV, ML SLU_sx, 1
NAME=SLV_1, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, 1, ST, SLV_Y, 0.3, CB, G2, 1
NAME=SLV_2, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, -1, ST, SLV_Y, 0.3, CB, G2, 1
NAME=SLV_3, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, 1, ST, SLV_Y, -0.3, CB, G2, 1
NAME=SLV_4, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, -1, ST, SLV_Y, -0.3, CB, G2, 1
NAME=SLV_5, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, 0.3, ST, SLV_Y, 1, CB, G2, 1
NAME=SLV_6, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, -0.3, ST, SLV_Y, 1, CB, G2, 1
NAME=SLV_7, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, 0.3, ST, SLV_Y, -1, CB, G2, 1
NAME=SLV_8, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLV_X, -0.3, ST, SLV_Y, -1, CB, G2, 1
NAME=SLC_1, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, 1, ST, SLC_Y, 0.3, CB, G2, 1
NAME=SLC_2, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, -1, ST, SLC_Y, 0.3, CB, G2, 1
NAME=SLC_3, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, 1, ST, SLC_Y, -0.3, CB, G2, 1
NAME=SLC_4, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, -1, ST, SLC_Y, -0.3, CB, G2, 1
NAME=SLC_5, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, 0.3, ST, SLC_Y, 1, CB, G2, 1
NAME=SLC_6, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1

ST, G1, 1, ST, SLC_X, -0.3, ST, SLC_Y, 1, CB, G2, 1
NAME=SLC_7, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, 0.3, ST, SLC_Y, -1, CB, G2, 1
NAME=SLC_8, GEN, INACTIVE, 0, 0, , 0, 0, 0, 1
ST, G1, 1, ST, SLC_X, -0.3, ST, SLC_Y, -1, CB, G2, 1
NAME=INV_SLV, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, SLV_1, 1, CB, SLV_2, 1, CB, SLV_3, 1, CB, SLV_4, 1, CB, SLV_5, 1
CB, SLV_6, 1, CB, SLV_7, 1, CB, SLV_8, 1
NAME=INV_SLC, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0, 0, 1
CB, SLC_1, 1, CB, SLC_2, 1, CB, SLC_3, 1, CB, SLC_4, 1, CB, SLC_5, 1
CB, SLC_6, 1, CB, SLC_7, 1, CB, SLC_8, 1

10 MODELLAZIONE, CALCOLI E VERIFICHE PONTE

L'analisi agli elementi finiti dell'impalcato è stata condotta con l'ausilio del software di calcolo Midas Civil mediante un modello a graticcio.

La modellazione del ponte, in considerazione della geometria della struttura, è stata fatta realizzando un modello che riproduce il suo comportamento per gli stati limite per i quali deve essere verificato.

Le travi principali, la soletta ed i traversi a parete piena sono stati modellati con elementi beam.

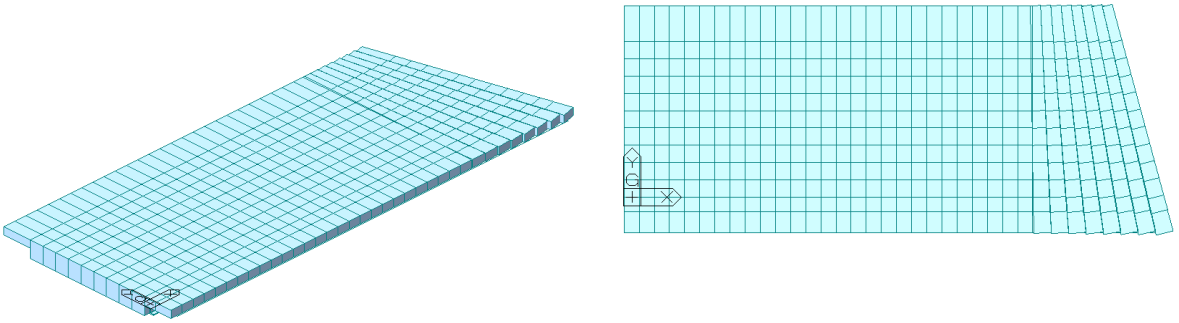


Figura 10.1 – Modello 3D Ponte

Si mostra di seguito un riepilogo della geometria delle sezioni considerate sia nel modello FEM sia nelle verifiche effettuate, per i cui dettagli si rimanda ai paragrafi successivi.

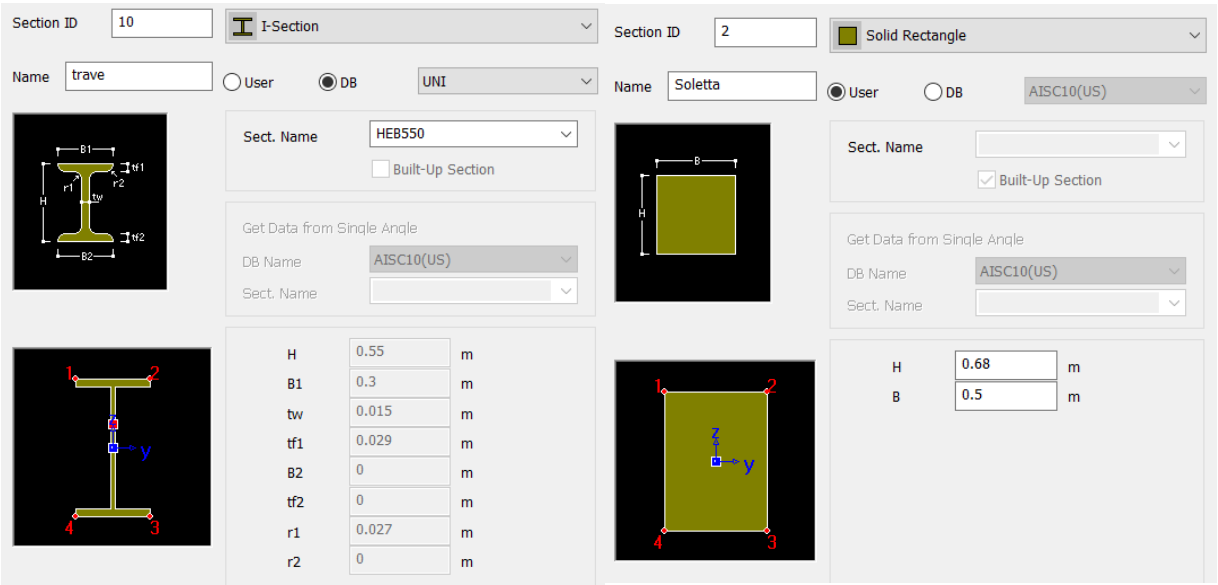


Figura 10.2 – Sezioni del modello

Alle travi metalliche dell'impalcato sono state attribuite una rigidezza flessionale equivalente alla reale sezione composta dell'impalcato a travi inglobate nel calcestruzzo (filler beam deck). A tal fine, le proprietà geometriche degli elementi sono state opportunamente incrementate rispetto a quelle della sola sezione metallica, in modo da tenere conto della collaborazione del calcestruzzo e dell'effettiva rigidezza della sezione composita. La calibrazione della rigidezza equivalente è stata effettuata sulla base delle caratteristiche della sezione trasversale composta e delle ipotesi adottate per la modellazione globale del ponte.

Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (solo acciaio)	Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (sezione composta n=6.16)	Fattore di Incremento di rigidezza (travi correnti)
136689	278587	2.04

Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (solo acciaio)	Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (sezione composta n=6.16)	Fattore di Incremento di rigidezza (travi di bordo)
136689	207638	1.52

Nel modello di calcolo , l'applicazione dei carichi da traffico è garantita mediante l'inclusione degli elementi di trave trasversale (soletta) all'interno del medesimo Cross Beam Group denominato "Soletta MV".

L'adozione del tipo di distribuzione "Cross Beam" per le corsie di traffico consente al software di trasferire automaticamente i carichi permanenti e accidentali provenienti dalla soletta agli elementi trasversali, ripartendoli in funzione dell'area d'influenza e della rigidezza degli elementi appartenenti al gruppo.

In tale configurazione, i carichi veicolari non vengono applicati direttamente alle travi principali, ma vengono prima distribuiti alle travi trasversali appartenenti al gruppo "Soletta MV", che risultano quindi esplicitamente sollecitate. La presenza congiunta, nello stesso gruppo, degli elementi della soletta e dei traversi assicura la corretta trasmissione degli sforzi locali e la piena collaborazione strutturale tra i due sistemi.

10.1 DESCRIZIONE MODELLO

n°travi =10
Lunghezza: variabile (riferirsi agli elaborati grafici)
(distanza dal bordo sinistro della soletta dell'impalcato)

Linea	Distanza dal bordo sinistro
1	1,185 m
2	1,755 m
3	2,325 m
4	2,895 m
5	3,465 m
6	4,035 m
7	4,605 m
8	5,175 m
9	5,745 m
10	6,315 m

Interasse tra le travi: 0,570 m
Passo massimo delle travi: 0,570 m

Mensole laterali:
Mensola lato sinistro della soletta
Spessore medio: 0,25 m
Larghezza: 0,90 m
Mensola lato destro della soletta
Spessore medio: 0,25 m
Larghezza: 0,90 m

Armature

Parametro	Strato superiore	Strato inferiore
Diametro barre (mm)	16,0	16,0
Passo barre (mm)	100,0	100,0
Copriferro (mm)	50,0	40,0

10.2 CRITERI DI VERIFICA

La verifica delle travi principali dell'impalcato viene eseguita in conformità al §6.3 dell'EN 1994-2 relativo agli impalcati a travi inglobate nel calcestruzzo (filler beam decks). In particolare, viene preliminarmente verificato il rispetto delle condizioni geometriche e costruttive previste dal §6.3.1, concernenti l'altezza delle travi metalliche, l'interasse tra le anime, lo spessore del ricoprimento in calcestruzzo e i limiti di obliquità dell'impalcato.

Gli impalcati a travi inglobate devono soddisfare le seguenti condizioni:

- le travi in acciaio non devono essere curve in pianta;
- l'angolo di obliquità Θ non deve essere maggiore di 30° (con Θ = 0° corrispondente a un impalcato non obliquo);
- l'altezza nominale h delle travi in acciaio deve soddisfare:

$$210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$$

- l'interasse s_w tra le anime delle travi in acciaio non deve superare il minore tra:

$$h/3 + 600 \text{ mm}$$

e

$$750 \text{ mm}$$

dove h è l'altezza nominale della trave in acciaio espressa in mm;

- il ricoprimento in calcestruzzo c_{st} sopra le travi in acciaio deve soddisfare le seguenti condizioni:

$$c_{st} \geq 70 \text{ mm}$$
$$c_{st} \leq 150 \text{ mm}$$
$$c_{st} \leq h/3$$
$$c_{st} \leq x_{pl} - t_f$$

dove:

- x_{pl} è la distanza tra l'asse neutro plastico per momento positivo (inflessione sagomata) e la fibra estrema compressa del calcestruzzo;
- t_f è lo spessore dell'ala della trave in acciaio;
- il copriferro in calcestruzzo sul lato di un'ala d'acciaio inglobata non deve essere inferiore a:

$$80 \text{ mm}$$

- la distanza libera s_f tra le ali superiori delle travi in acciaio non deve essere inferiore a 150 mm, in modo da consentire un corretto getto e compattazione del calcestruzzo;
- il lembo inferiore dell'ala inferiore delle travi in acciaio non deve essere completamente inglobato nel calcestruzzo;

- deve essere presente uno strato inferiore di armatura trasversale passante attraverso le anime delle travi d'acciaio e adeguatamente ancorato oltre le travi di estremità; l'ancoraggio deve consentire lo sviluppo della tensione di snervamento delle barre. Devono essere utilizzate barre ad aderenza migliorata conformi alla EN 1992-1-1; il diametro non deve essere inferiore a 16 mm e l'interasse non deve superare 300 mm;
- deve essere impiegato calcestruzzo di peso normale;
- la superficie delle travi d'acciaio deve essere pulita da scaglie di laminazione; l'intradosso, le superfici superiori e gli spigoli dell'ala inferiore devono essere adeguatamente protetti contro la corrosione;
- per ponti stradali e ferroviari, i fori previsti nelle anime delle travi devono essere realizzati mediante foratura.

La resistenza a flessione delle sezioni composte è determinata secondo il §6.2.1 dell'EN 1994-2, tenendo conto dell'eventuale riduzione del momento resistente per effetto dell'interazione momento-taglio qualora lo sforzo di taglio nella sezione metallica ecceda il 50% della relativa resistenza plastica a taglio.

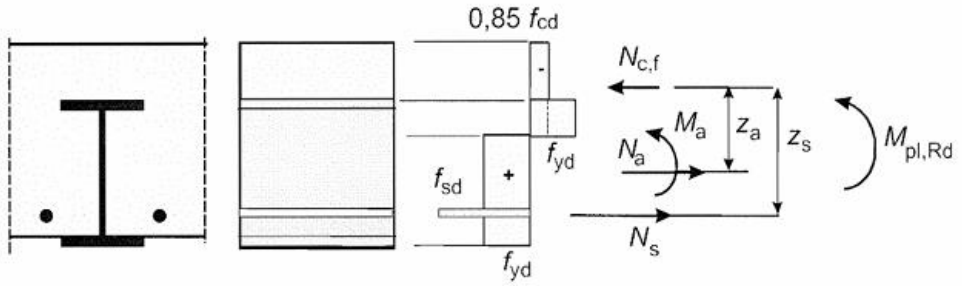


Figure 6.9: Stress distribution at M_{Rd} for part of a filler-beam deck in Class 1 or 2

La verifica al taglio verticale è eseguita assumendo, in modo cautelativo, che la resistenza sia fornita dalla sola sezione in acciaio strutturale $V_{pl,a,Rd}$, come consentito dal §6.3.4(1). Le verifiche a fatica degli elementi metallici e delle relative connessioni sono sviluppate conformemente alle disposizioni specifiche previste per i ponti composti acciaio-calcestruzzo.

10.3 DIAGRAMMI CARATTERISTICHE SOLLECITAZIONE

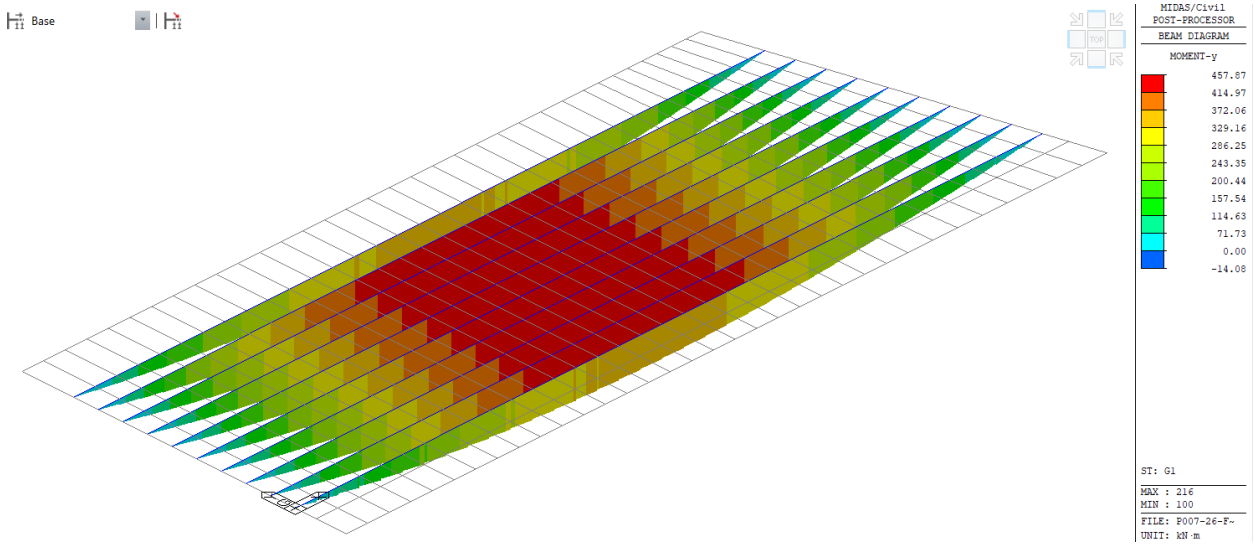


Figura 10.3 – Momento Flettente Self-Weight - Comb. G1

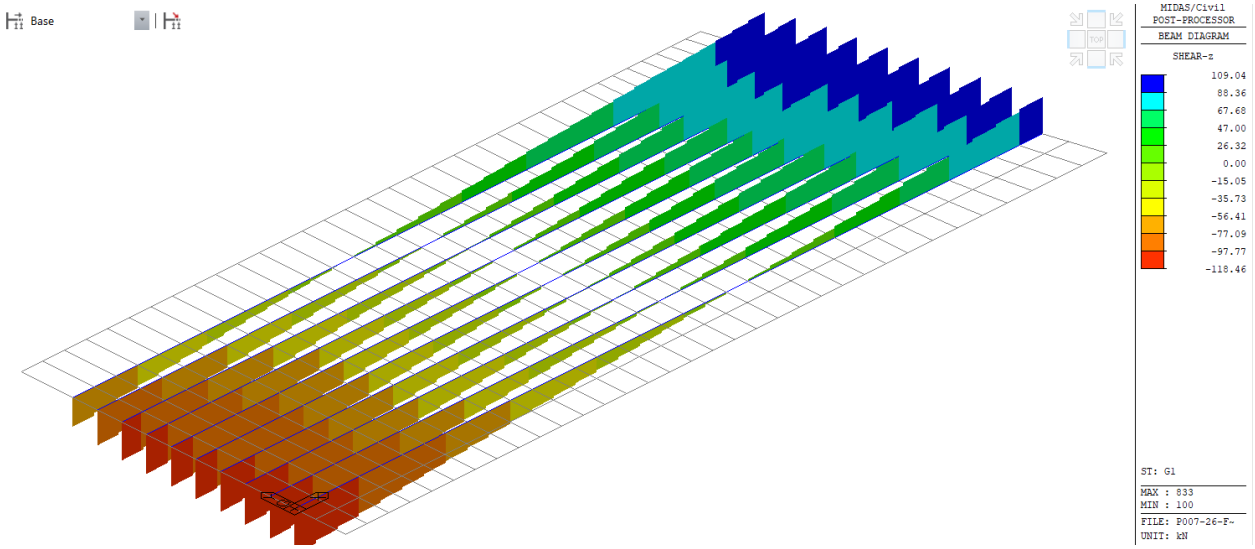


Figura 10.4 – Sforzo di taglio Self-Weight - Comb. G1

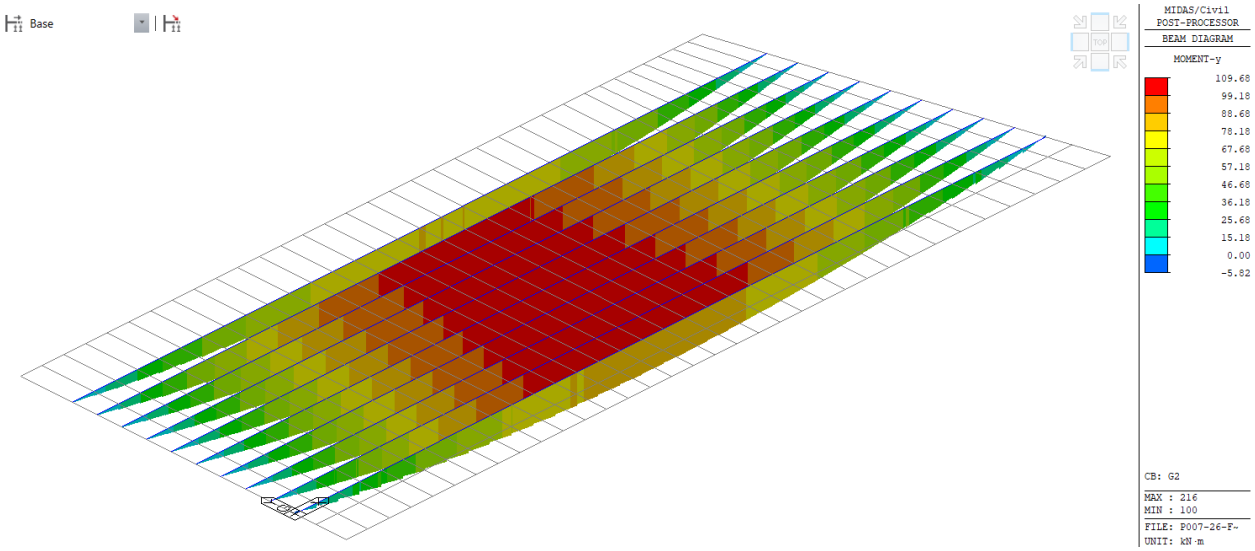


Figura 10.5 – Momento Flettente – Comb G2

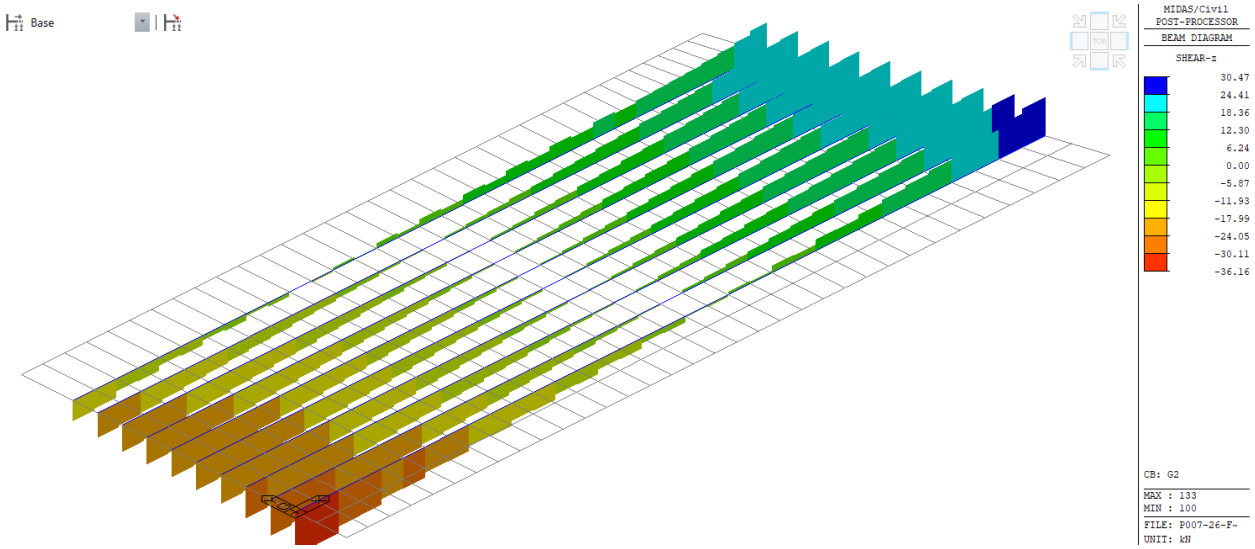


Figura 10.6 – Sforzo di taglio – Comb G2

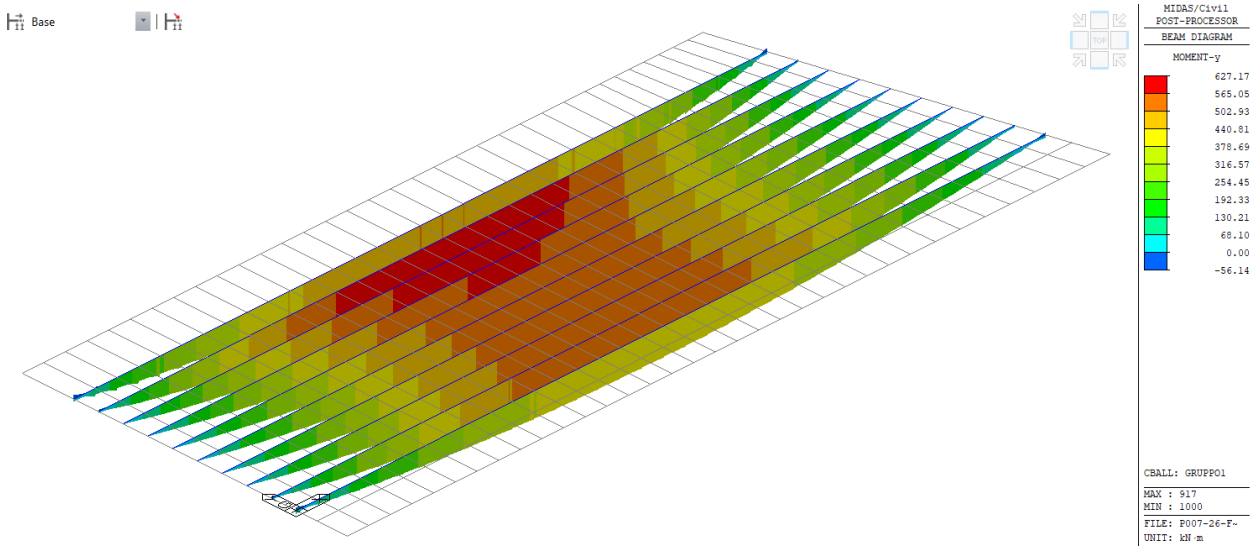


Figura 10.7 – Momento Flettente – Comb Gruppo 1

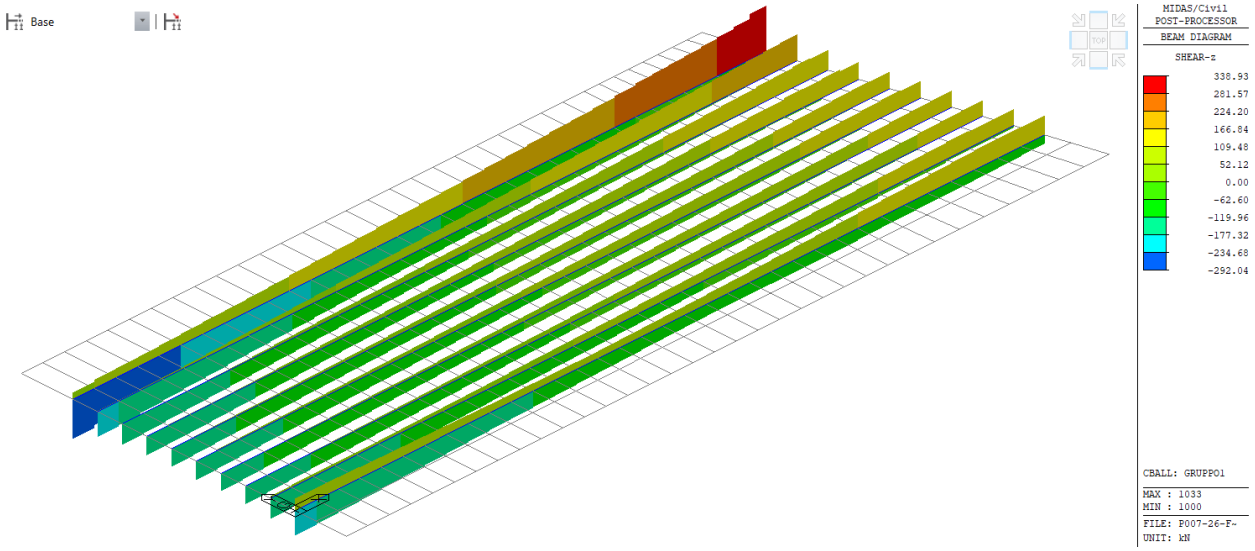


Figura 10.8 – Sforzo di taglio – Comb Gruppo 1

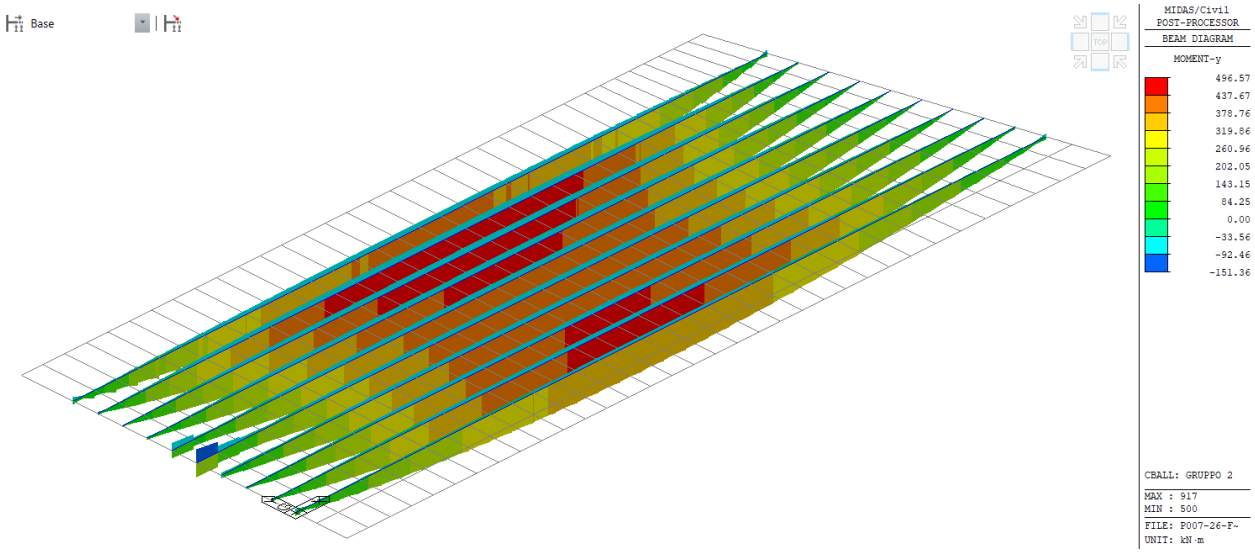


Figura 10.9 – Momento Flettente – Comb Gruppo 2

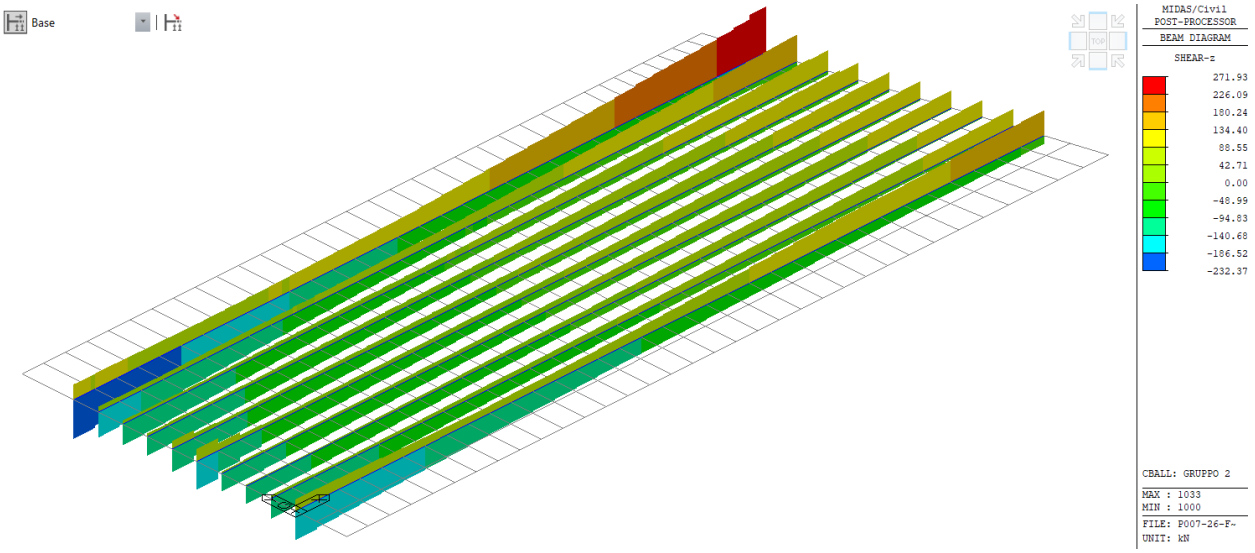


Figura 10.10 – Sforzo di taglio – Comb Gruppo 2

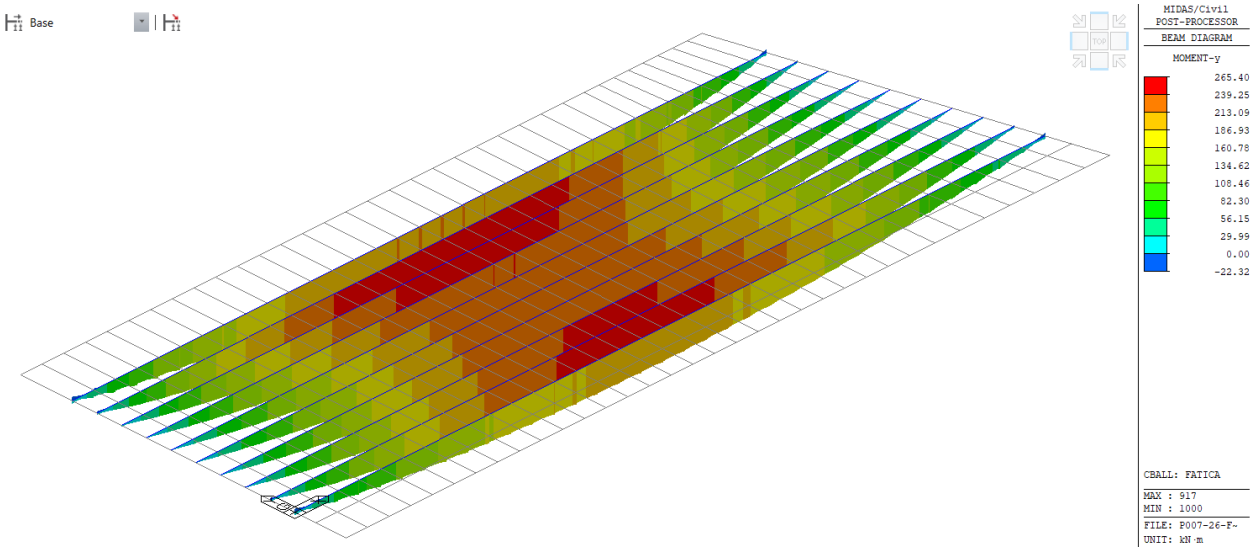


Figura 10.11 – Momento Flettente – Comb Fatica

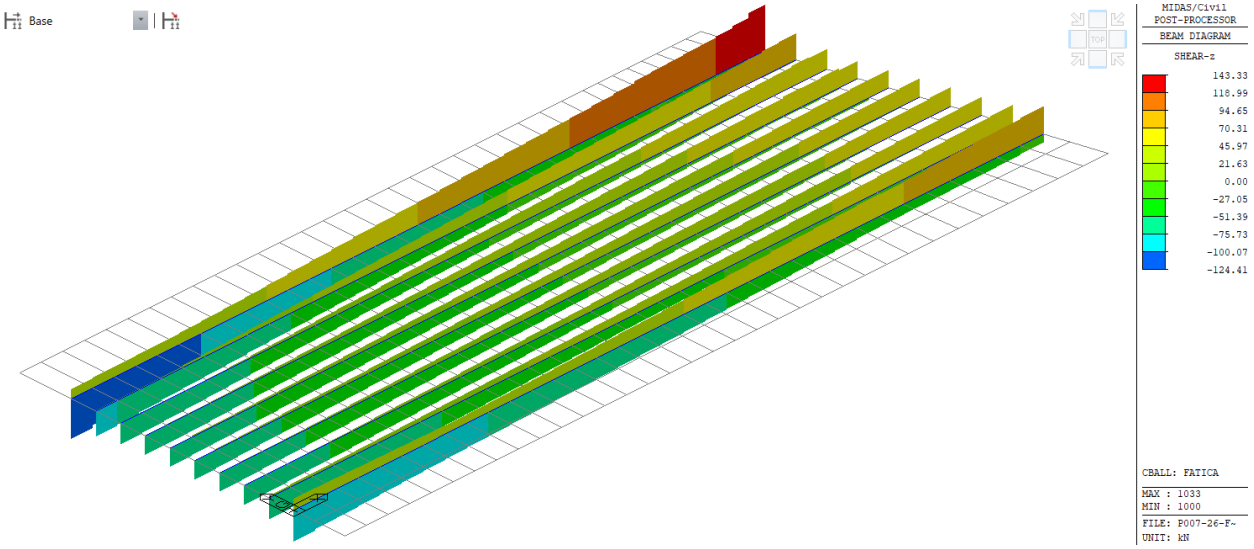


Figura 10.12 – Sforzo di taglio – Comb Fatica

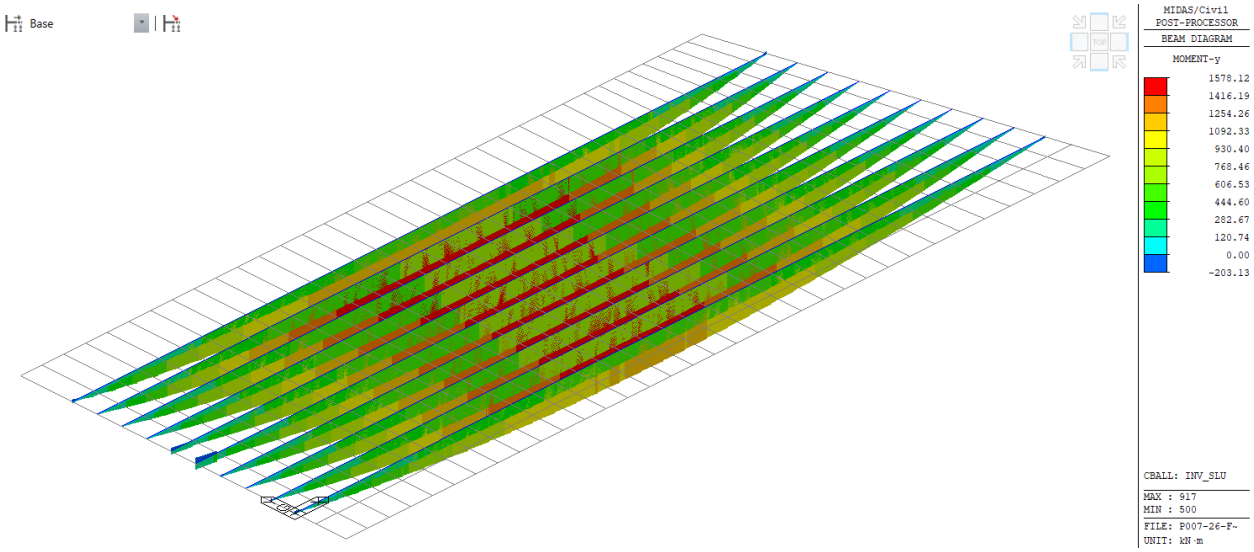


Figura 10.13 – Diagramma Momento Flettente - Comb SLU

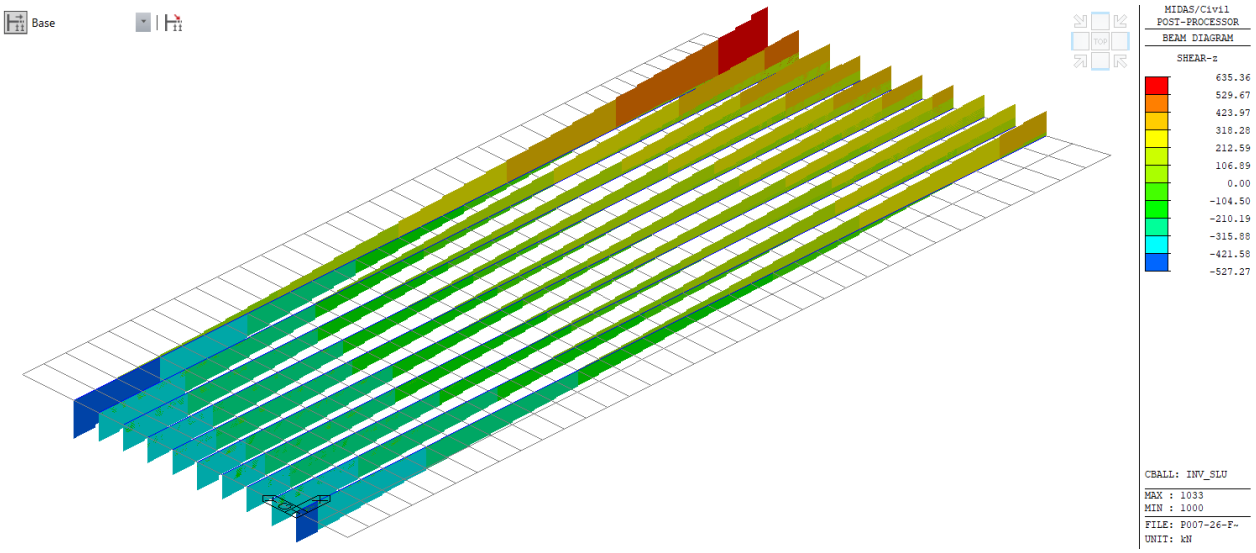


Figura 10.14 – Sforzo di taglio - Comb SLU

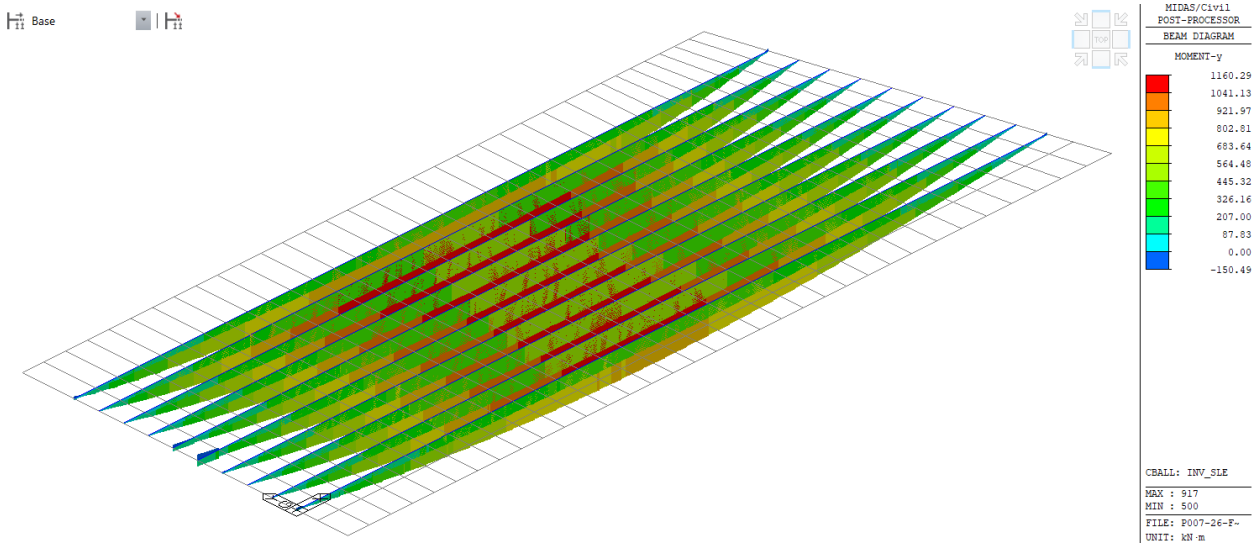


Figura 10.15 – Diagramma Momento Flettente - Comb SLE

10.4 VERIFICA IMPALCATO

10.4.1 Caratteristiche della sezione resistente

Stato della sezione	Getto	Momento positivo	Momento positivo	Momento negativo	Momento negativo
Fase	Permanente	Esercizio (perm.)	Esercizio (variabile)	Esercizio (perm.)	Esercizio (variabile)
Rap		14.86	6.16	14.86	6.16
Modulo resistente, ala superiore (cm^3)	-4971	-9777	-16515	-5637	-5547
Modulo resistente, fibra inferiore (cm^3)	4971	5824	6284	6028	6952
Modulo resistente della soletta in calcestruzzo (cm^3)		-88972	-54789	127482	63340
Modulo resistente dell'armatura superiore (cm^3)				-4399	-4397
Area resistente a taglio (cm^2)	100.07	100.07	100.07	100.07	100.07
Δσ secondo EN 1994-2 §7.4 (MPa)				41.02	41.02
Momento plastico (kN·m)		2519	2519	2231	2231
Asse neutro plastico (mm)		456.87	456.87	194.98	194.98
Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (1)	136689	205304	278587	160220	169692
Momento d'inerzia torsionale (cm^4)	600	139361	335250		
Momento d'inerzia flessionale (cm^4) (2)	136689	200742	250358	160220	169692
Asse neutro elastico (mm)	275	344.68	398.4	265.79	244.1

Nota:

- Il modulo resistente è positivo per le fibre poste sotto l'asse neutro elastico.
- Il modulo resistente è negativo per le fibre poste sopra l'asse neutro elastico.
- La posizione dell'asse neutro è misurata a partire dalla fibra inferiore della flangia inferiore della sezione metallica.

Di seguito sono riportati i diagrammi riepilogativi delle verifiche, espressi tramite il rapporto tra valore calcolato e valore limite lungo la campata. Come si può notare, tutte le verifiche risultano soddisfatte.

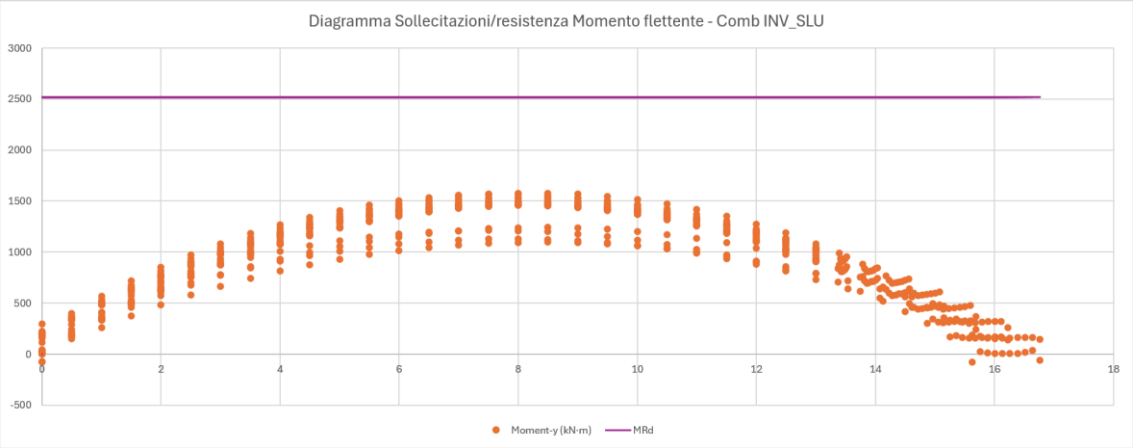


Figura 10.16 – Diagramma sollecitazioni/resistenza momento flettente -SLU

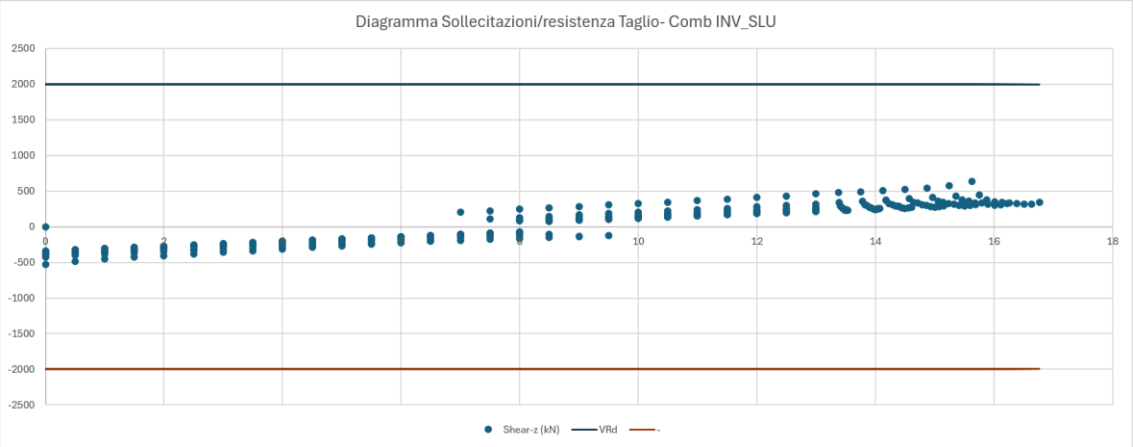


Figura 10.17 – Diagramma sollecitazioni/resistenza taglio -SLU

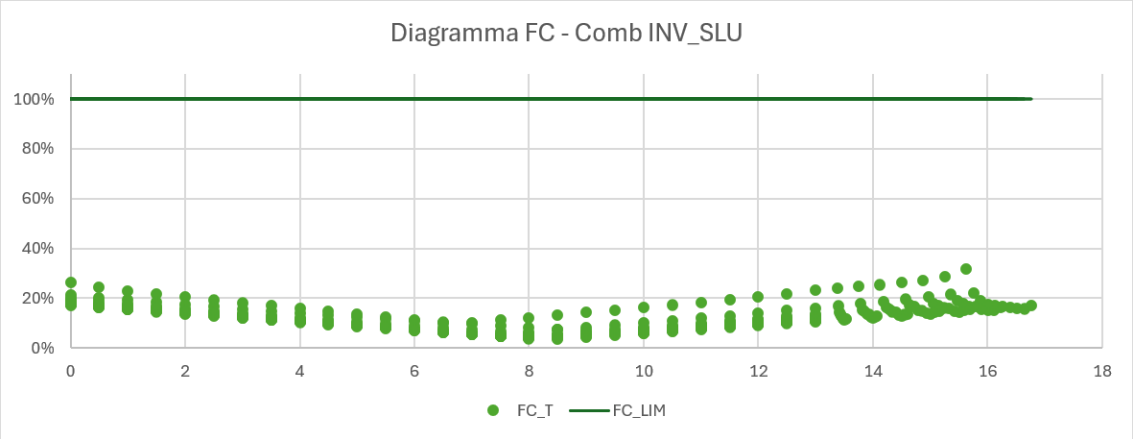


Figura 10.18 – Rapporto di verifica Resistenza plastica a taglio -SLU- (<1 verifica soddisfatta)

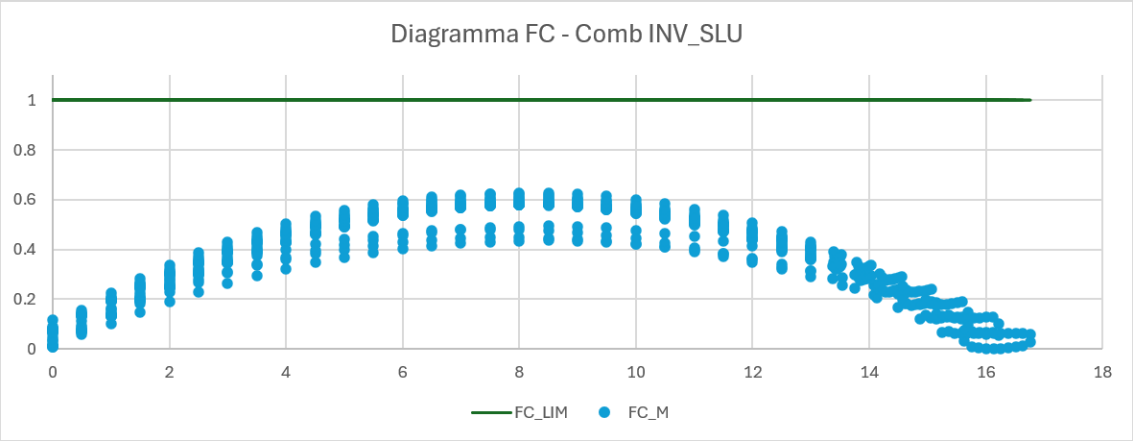


Figura 10.19 – Rapporto di verifica Resistenza plastica a flessione positiva (sagging)-SLU-(<1 verifica soddisfatta)

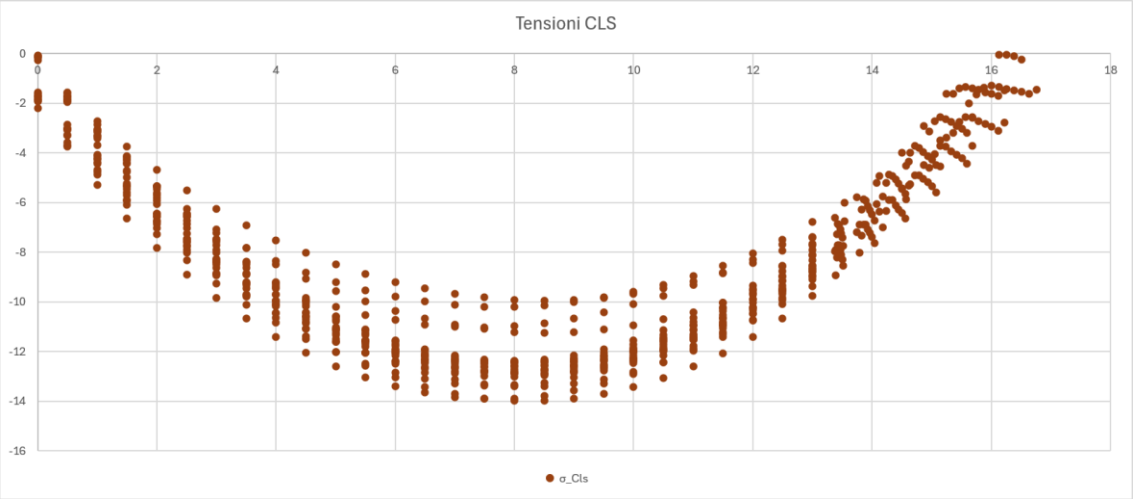


Figura 10.20 –Tensione di compressione nella fibra superiore del calcestruzzo -SLU

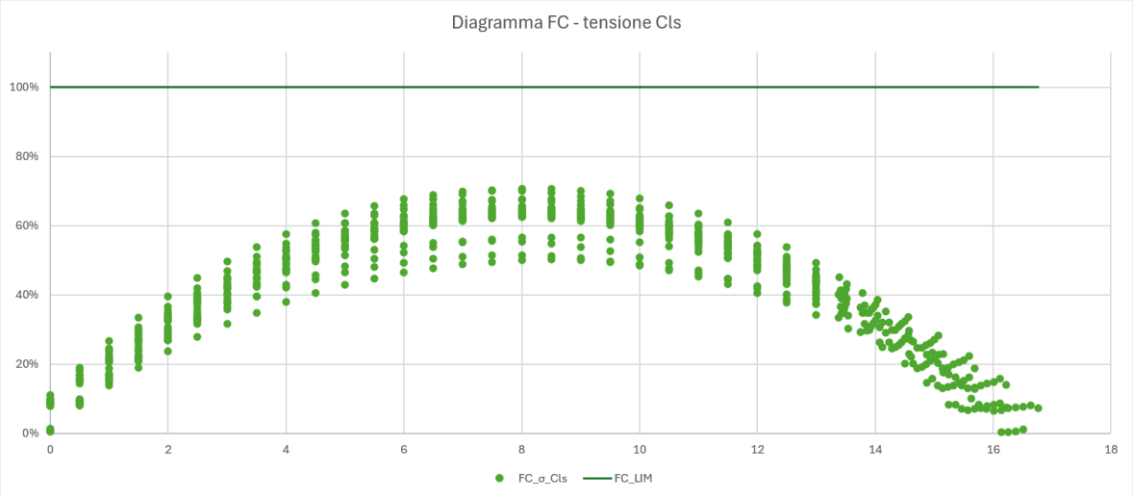


Figura 10.21 – Rapporto di verifica Tensione di compressione nella fibra superiore del calcestruzzo -SLU-(<1 verifica soddisfatta)

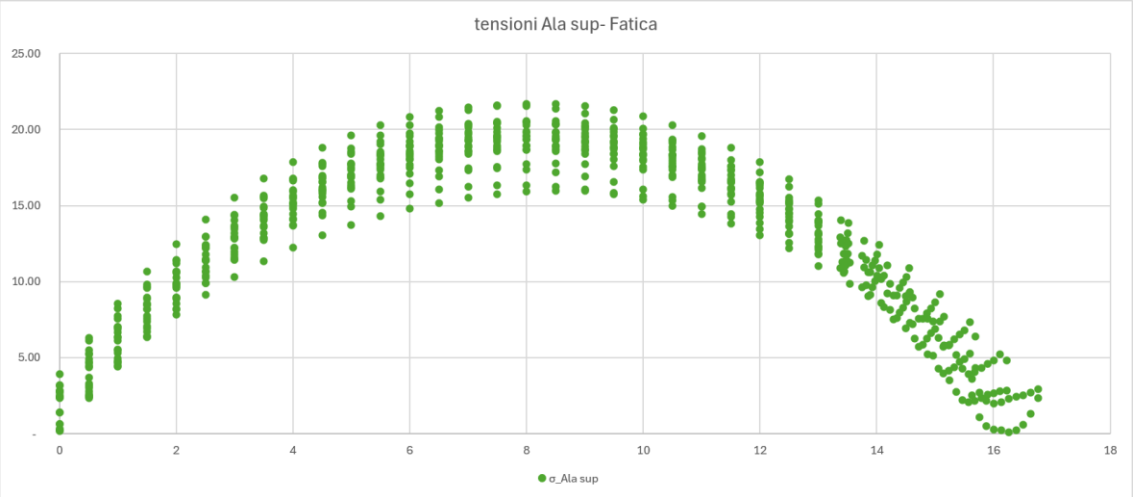


Figura 10.22 –Tensioni ala superiore acciaio-Fatica

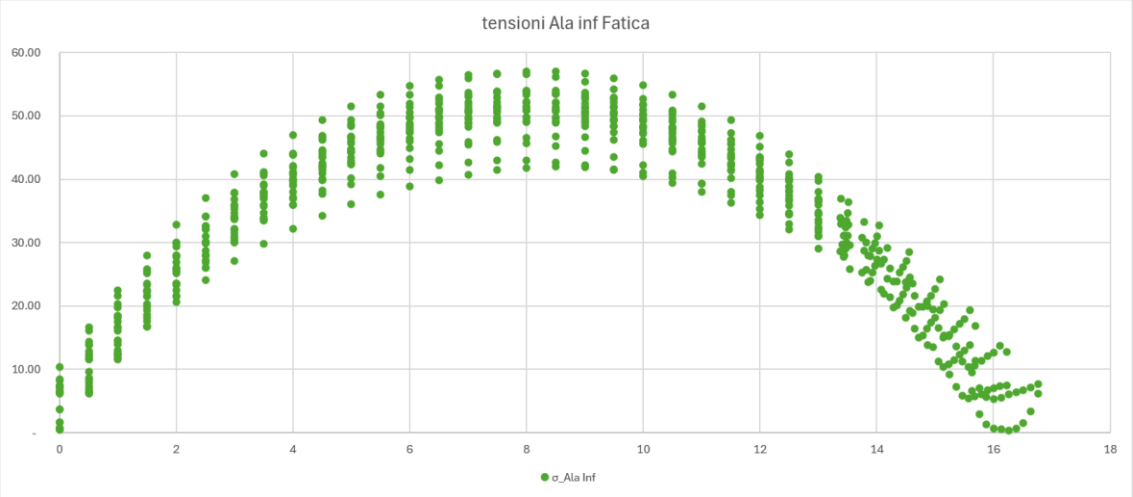


Figura 10.23 –Tensioni ala inferiore acciaio-Fatica

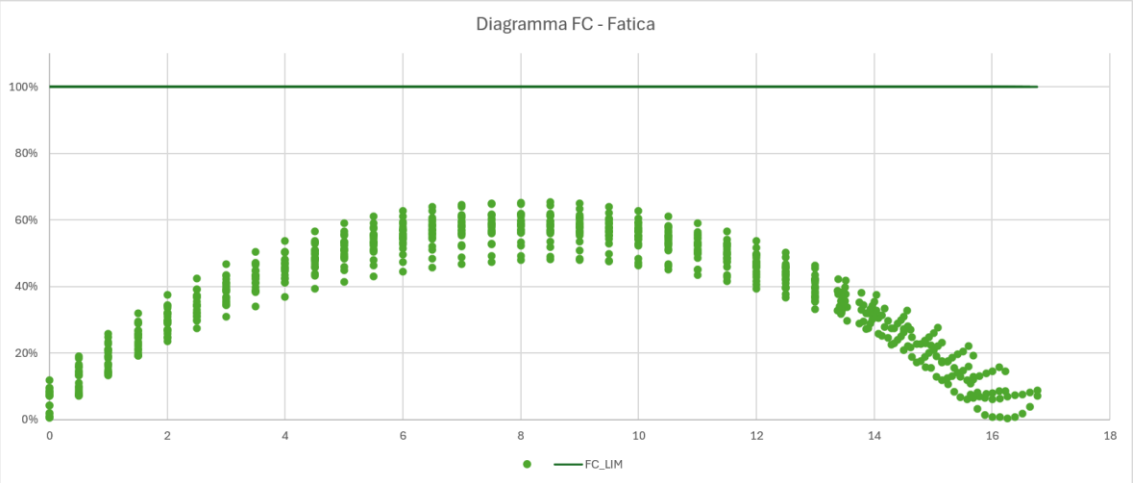


Figura 10.24 – Rapporto di verifica Tensione in acciaio-Fatica-(<1 verifica soddisfatta)

Riepilogo dettagliato verifiche:

Simbolo	Significato
M	Momento flettente
V	Taglio
d	Freccia (deflessione)
n	Modulo omogenizzazione

La percentuale minima di armatura per gli **Stati Limite di Esercizio (SLE)** è stata verificata assumendo un **diametro massimo delle barre φ = 20 mm**.
Il **rapporto di verifica** è espresso come **"Limite / Valore"** e deve risultare **maggiore** del valore riportato nella colonna *Valore*.
Le **tensioni di trazione** sono considerate **positive**, mentre le **tensioni di compressione** sono considerate **negative**.

Carichi permanenti					
Caso di carico	n	M max (kN·m)	V max (kN)	M min (kN·m)	V min (kN)
Peso proprio	-	457.87	109.04	-14.08	-118.46
G2	14,86	109.68	30.47	-5.82	-36.16
1.5G2	14,86	164.53	45.71	-8.73	-54.24

Carichi variabili			Modulo omogenizzazione	6.16
Caso di carico	Mmax (kN·m)	Vmax (kN)	Mmin (kN·m)	Vmin (kN)
ML_Gruppo 1	627.17	338.93	-56.14	-292.04
ML_Gruppo 2	496.57	271.93	-44.33	-232.37
Fatica	265.4	143.33	-22.32	-124.41

Verifica	Valore	Limite	Rapporto
Armatura minima (%)	1	1.6	0.65
Armatura minima (%)	1	1.6	0.65
Tensione di compressione nella fibra superiore del calcestruzzo (MPa)	14	20	0.71

Combinazione SLU			
Verifica	Valore	Limite	Rapporto
Resistenza plastica a taglio (kN)	635.36	1993.21	0.3
Resistenza plastica a momento positivo (sagging) (kN·m)	1578.1	2518.69	0.6
Resistenza plastica a momento negativo (hogging) (kN·m)	0	0	-

Fatica				
Verifica	Valore	Limite	Rapporto	Combinazione
Escursione di tensione per flessione nell'ala superiore (MPa)	21.69	87.35	0.25	-
Escursione di tensione per flessione nell'ala inferiore (MPa)	57.02	87.35	0.65	-

10.5 VERIFICA SBALZO LATERALE

Verifica Sbalzo Soletta

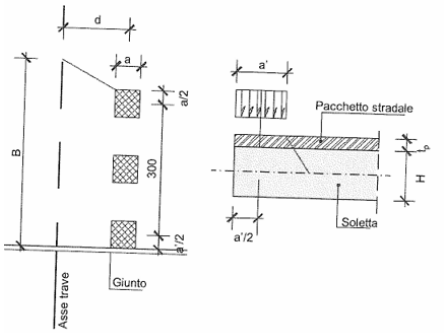
Nel calcolo delle sollecitazioni non si considera il peso proprio della soletta in cemento armato; quest'ultima viene considerata nella verifica dei travetti delle lastre predalles in fase di getto. Per coerenza, e a favore di sicurezza, le armature già verificate in fase di getto non saranno considerate nelle verifiche della soletta gettata in opera

			Carichi permanenti	
Peso pavimentazione Q_{pav}			3	KN/m
Peso mariciapiede/cordolo Q_m			5	KN/m
Peso sicurvia Q_s			1.5	KN
Peso rete, impianti ecc Q_r			0	KN
Lunghezza sbalzo			0.9	m
Larghezza cordolo			0.3	m
	Carichi Mobili			
		Q1k	300	KN
	Schema di carico 1	Q2k	200	KN
		Q3k	100	KN
Schema di carico 2		Qak	400	KN

Larghezza collaborante soletta

Nel calcolo della larghezza collaborante della soletta si assume una diffusione a 45° dei carichi attraverso il pacchetto stradale e attraverso il calcestruzzo. L'impronta di carico della singola ruota, a livello della superficie media della soletta, ha dimensioni di lato pari ad a

Schema di carico 1		
Carico tandem (Q_{1k})	300	KN
Laghezza dell'impronta di carico della singola ruota a'	400	mm
Spessore del pacchetto stradale t_p	110	mm
Spessore della soletta H	200	mm
a= a' + 2t_p + 2H/2	820	mm
Distanza longitudinale impronte di carico b	1200	mm

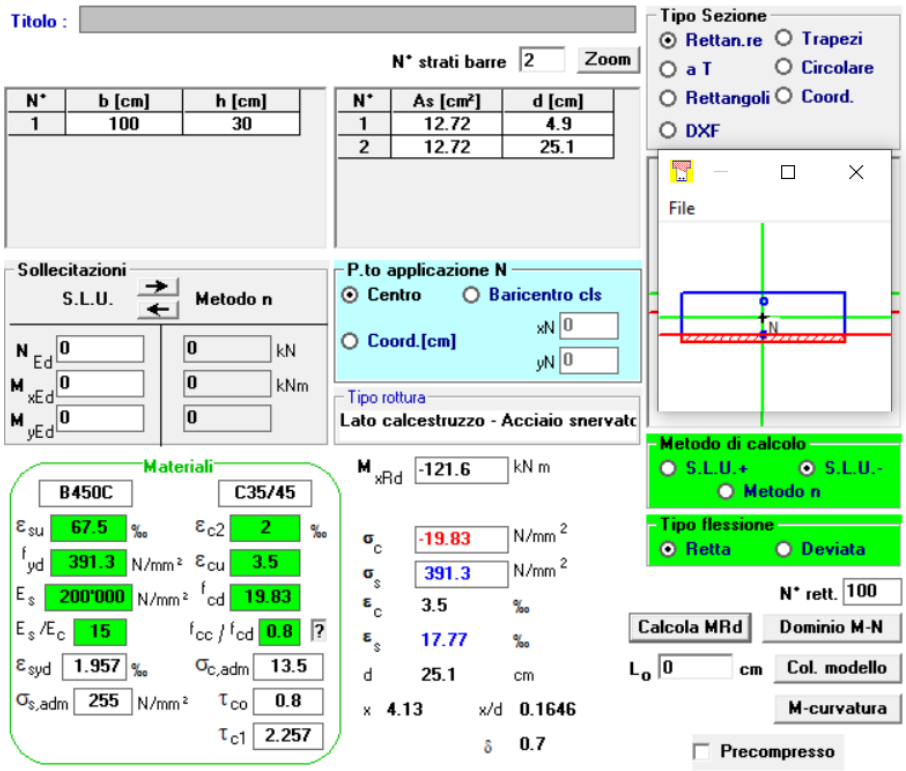


Distanza dall'asse della trave d	290	mm
Larghezza collaborante soletta B = (b+a) + 2(d-a/2)	2020	mm

Schema di carico 2		
Carico tandem (Qak)	200	KN
Laghezza dell'impronta di carico della singola ruota a'	350	mm
Spessore del pacchetto stradale t_p	110	mm
Spessore della soletta H	200	mm
a= a' + 2t_p + 2H/2	770	mm
Distanza dall'asse della trave d	190	mm
Larghezza collaborante soletta B = a + (d-a/2)	770	mm

Calcolo azione sollecitante		
$M_{ed,Pav}$	-1.2	KNm/m
$M_{ed,Qm}$	-1.125	KNm/m
$M_{ed,Qs}$	-1.35	KNm/m
$M_{ed,Qr}$	0	KNm/m
$M_{ed,Q1k\ (carico\ mobile\ 1)}$	-32.6	KNm/m
$M_{ed,Qak\ (carico\ mobile\ 2)}$	-60.7	KNm/m
M_{ed} (momento sollecitante combinato)	-87.50	KNm/m
$T_{ed,Pav}$	2.7	KN
$T_{ed,Qm}$	1.5	KN
$T_{ed,Qs}$	1.5	KN
$T_{ed,Qr}$	0	KN
$T_{ed,Q1k\ (carico\ mobile\ 1)}$	109	KN
$T_{ed,Qak\ (carico\ mobile\ 2)}$	202	KN
T_{ed} (Taglio sollecitante combinato)	281.78	KNm/m

Verifica a flessione



$M_{ed} < M_{Rd}$ => Verifica Soddisfatta

Verifica a Taglio
Vengono utilizzati 2 barre piegate Φ12

Elementi con armatura a taglio (§ 4.1.2.3.5.2 - NTC18) — *ITEC Engineering*

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione cls	R_{ck} =	45	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck} =	35	MPa
Fattore di confidenza (per opere esistenti)	F_c =	1.00	
Coefficiente riduttivo resistenza lunga durata	α_{cc} =	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1.50	
Resist. di progetto a compressione cls *(§ 4.1.2.1.1.1)*	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{vk} / \gamma_c F_c$ =	19.8	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio armatura	f_{vk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1.15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_s F_c$ =	391.3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Diametro ferri longitudinali	ϕ_{long} =	18	mm
Diametro staffe / ferri piegati	ϕ_{st} =	12	mm
Passo staffe / ferri piegati	s =	200	mm
N° bracci staffe / ferri piegati	n° =	2.0	
Inclinazione armatura staffe (90°) o ferri piegati (45°)	α =	55	°
Area sezione trasversale acciaio armatura	A_{sw} =	226.2	mm²
Altezza sezione	h =	300	mm
Larghezza sezione	b_w =	1000	mm
Copriferro	c =	49	mm
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi_{st} - \phi_{long}/2$ =	230	mm

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Coeff. riduzione resist. a compres.	ν =	0.50	
Cotg ϑ (inclinazione bielle compresse)	1 ≤	$\cot\vartheta$ = 2.50	≤ 2.50
ϑ (inclinazione bielle compresse)	ϑ =	21.80	°

Resistenza di progetto a "*taglio trazione*"
(Lato acciaio)

$V_{Rsd} = 0.9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (\mathrm{ctg}\alpha+\mathrm{ctg}\vartheta)\ \sin\alpha$ = 240.1 kN

Resistenza di progetto a "*taglio compressione*"
(Lato calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\ (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\vartheta)/(1+\mathrm{ctg}^2\vartheta)$ = 906.1 kN

Resistenza di progetto $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ = **240.1** kN

$V_{Ed} < V_{Rd}$ => Verifica soddisfatta

10.6 VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI ELASTICHE

Vengono valutate le deformazioni elastiche dovute ai seguenti carichi:

- Peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (fp);
- Peso delle opere di finitura (ff);
- Carichi verticali da traffico (fs);

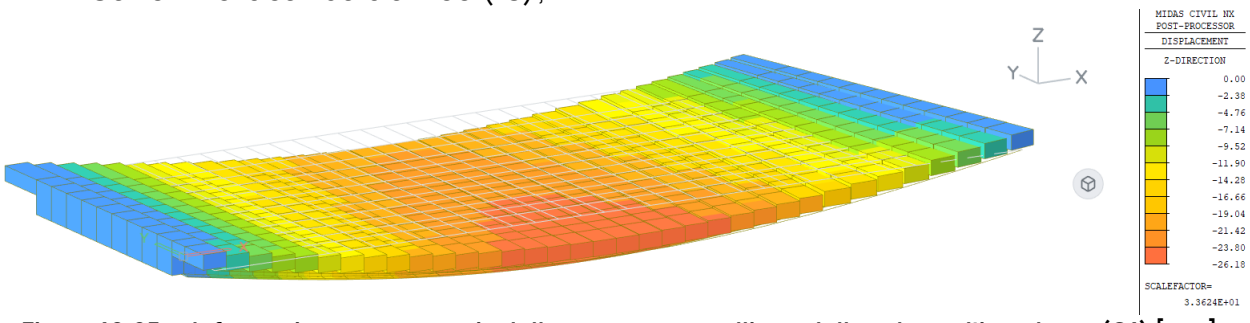


Figura 10.25 – deformazione peso proprio della struttura metallica e della soletta d'impalcato (G1) [mm]

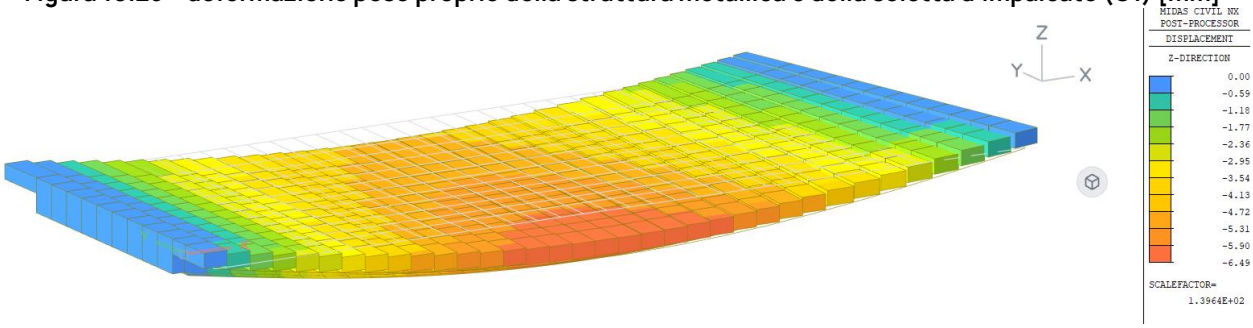


Figura 10.26 – deformazione delle opere di finitura (G2) [mm]

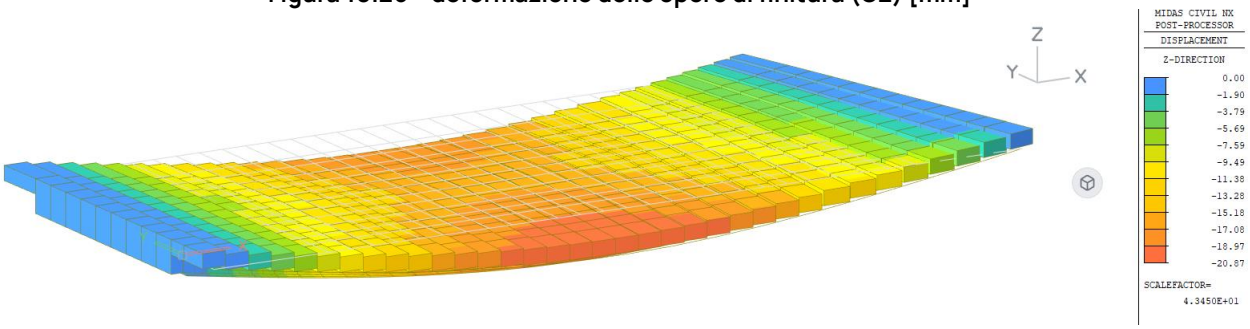


Figura 10.27 – deformazione dovuta a carichi verticali da traffico [mm]

Risulta inoltre accettabili le seguenti deformazioni:

$$f_p = 27\ mm \leq 1/300\ \ L = 58\ mm$$

$$f_s = 21\ mm = 1/833\ L \leq 1/800\ \ L = 22\ mm$$

10.7 VALUTAZIONE DELLA CONTROFRECCIA

Deve essere assorbita da opportuna controfreccia di costruzione (cf) la somma dei seguenti contributi: $c_f = f_p + f_f + 0.25 \cdot f_s$

$c_f = 40\ mm$

11 AZIONI E COMBINAZIONI SPALLE

11.1 AZIONI

11.1.1 Peso proprio terreno

Il peso proprio del terreno è stato determinato mediante il software di calcolo ParatiePlus, attraverso il quale vengono valutate le spinte agenti sulla paratia.

11.1.2 Sovraccarichi veicoli, materiale vario e folla compatta (Q_{v1})

Il sovraccarico è applicato come una pressione verticale di intensità pari a 20 kN/m^2. Le dimensioni dell'impronta vengono trattate singolarmente caso per caso. Per indicare il sovraccarico di lavorazione viene applicata una pressione verticale di 10 kN/m^2.

11.1.3 Azioni trasmesse da impalcato

Ai fini dell'implementazione del modello in Paratie Plus, i carichi derivanti dall'impalcato agenti sulla spalla sono stati convertiti in carichi lineari (kN/m).

Azioni su spalla			
	FX (kN/m)	FY (kN/m)	FZ (kN/m)
G1	0	0	-186
G2	0	0	-42
ML_Gruppo 1	0	0	-309
ML_Gruppo 2	-35	3	-203

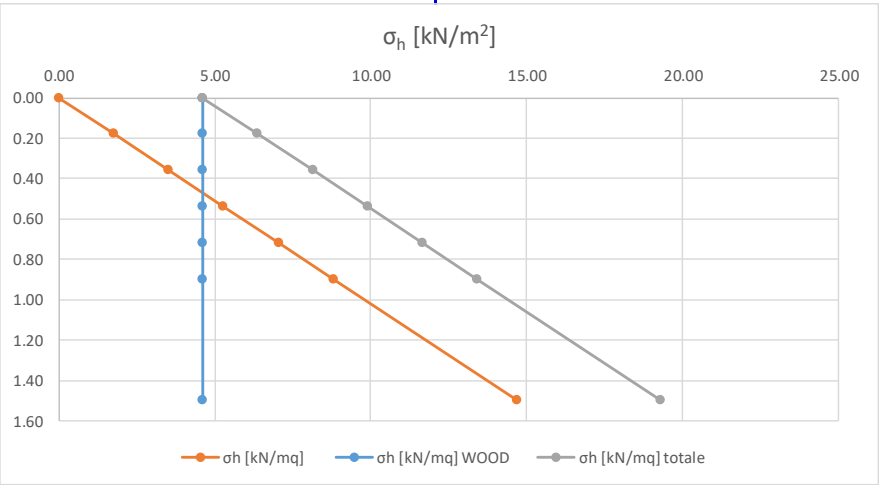
11.1.4 Azione sismica

Si fa riferimento all'azione sismica riportata al cap. 9 della seguente relazione.
Gli effetti dell'azione sismica si valutano attraverso un'analisi pseudo-statica; le azioni inerziali dovute al peso proprio delle pareti dipendono dal peso di volume dei materiali impiegati indicati nei par. precedenti mentre la sovra-spinta sismica dovuta al terrapieno è assimilata ad un campo di pressioni note secondo la Teoria di Wood).

Carico G3 - Spinta Sismica Terreno	
φ_k (Angolo di resistenza al taglio caratteristico) =	29.00 [°]
γ_t (Peso specifico secco del terreno (peso alleggerito se in presenza di falda) =	19.00 [KN/mc]
c =	0.00 [KN/mq]
H_{TERR}[m]	0.90 [m]
$H_{BASAMENTO}$[m]	0.60 [m]
H_{TOTALE}[m]	1.50 [m]
k_0	0.52 -
K_{as} (Coeff di spinta attiva in condizioni STATICHE) =	0.31 -
$k_{A,E,+}$ (Coefficiente di spinta attiva - condizioni SISMICHE) =	0.45 -
$k_{A,E,-}$ (Coefficiente di spinta attiva - condizioni SISMICHE) =	0.42 -
k_h (coeff. sismico orizzontale) =	0.16 -
k_v (coeff. sismico orizzontale) =	0.08 -

MURI VINCOLATI			
Z [m]	**σ_h [kN/mq]**	**σ_h [kN/mq] WOOD**	**σ_h [kN/mq] totale**
0.00	0.00	4.62	4.62
0.18	1.76	4.62	6.38
0.36	3.52	4.62	8.14
0.54	5.29	4.62	9.90
0.72	7.05	4.62	11.66
0.90	8.81	4.62	13.43
1.50	14.68	4.62	19.30
$S_{h,TERR}$ [kN/m]	6.61	4.16	10.76
$S_{h,BASAMENTO}$ [kN/m]	7.05	2.77	9.82
$S_{h,TOTALE}$ [kN/m]	11.01	6.93	10.30

Z [m]	σh max [kN/mq]
0.00	**4.62**
0.18	**6.38**
0.36	**8.14**
0.54	**9.90**
0.72	**11.66**
0.90	**13.43**
1.50	**19.30**
$S_{h,TERR}$ [kN/m]	**10.76**
$S_{h,BASAMENTO}$ [kN/m]	**9.82**
$S_{h,TOTALE}$ [kN/m]	**10.30**



11.1.5 Massa sismica

Gli effetti dell'azione simica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali g1 e g2, mentre per il carico variabile è stata considerata una aliquota pari al 20% di quello in condizioni statiche.

$Q_{v1,d} = 0.20 \times Q_{v1} = 0.20 \times 20 = 4\ kN/m^2$
$Q_{v1,d} = 0.20 \times Q_{v1} = 0.20 \times 5 = 1\ kN/m^2$

11.1.6 Azioni idrodinamiche (q_6)

La pressione che si esercita è stata valutata secondo le indicazioni contenute in 'Progettazione e costruzione di ponti, Pietrangeli':

$q_6 = ½ \times \rho_w \times C_D \times v^2$ N/m^2

con:

ρ_w = densità dell'acqua assunta pari a 1000 kg/m^3

C_D = coefficiente di forma uguale a 0.5-1.5 come da tabella seguente

v = velocità dell'acqua

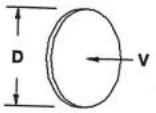
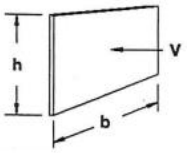
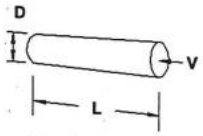
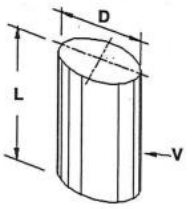
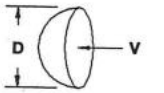
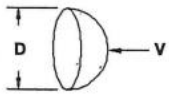
Forme	N.r Reynolds	Dimensioni	Coefficiente C_D
	$>10^3$	— — —	1.12
	$>10^3$	$\frac{b}{h} = 1$ 5 10 ∞	1.16 1.20 1.50 1.90
	$>10^3$	$\frac{L}{D} = 0$ 1 2 4 7	1.12 0.91 0.85 0.87 0.99
	10^5	$\frac{L}{D} = 1$ 2 5 10 20 40 ∞	0.63 0.68 0.74 0.82 0.90 0.98 1.20
	$>5\times10^5$	$\frac{L}{D} = 5$ ∞	0.35 0.34
	$>10^3$	— — —	1.33
	$>10^3$	— — —	0.34

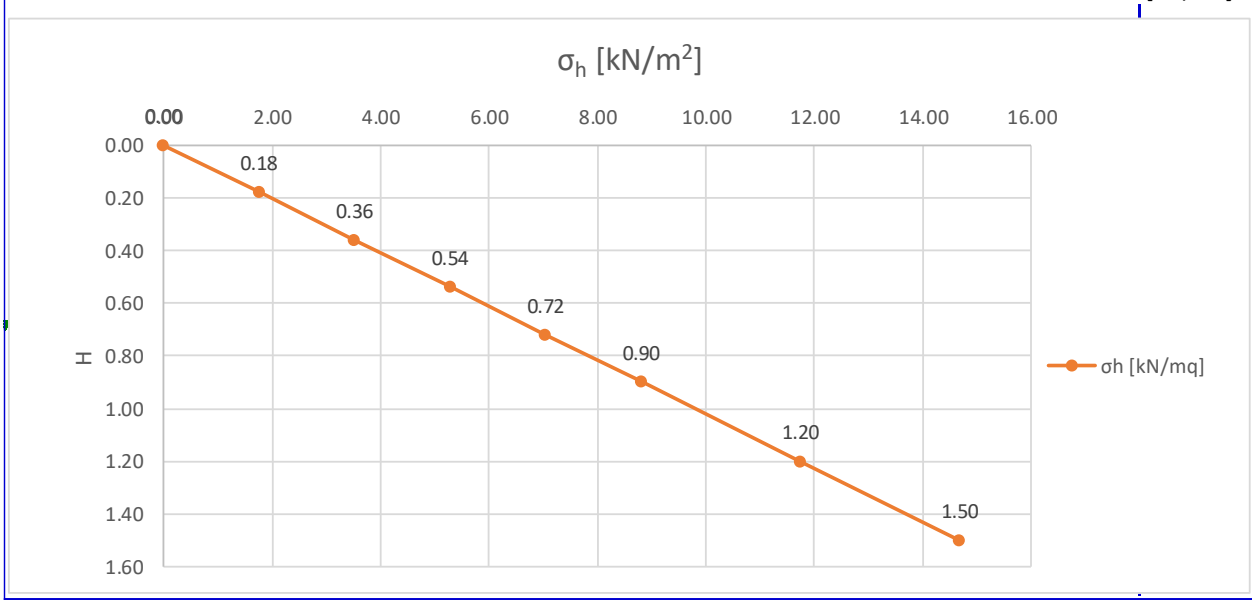
Figura 28 – Tabella coefficienti dinamici (tratta da 'Progettazione e costruzione di ponti', Pietrangeli)

11.1.7 Azioni sul Paraghiaia e basamento

Spinta del terreno di monte

Il diagramma delle pressioni è triangolare con valore massimo alla base. In condizioni statiche è stata considerata la spinta del terreno a riposo.

Carico G3 - Spinta STATICA		
φk (Angolo di resistenza al taglio caratteristico) =	29.0	[°]
γt (Peso specifico secco del terreno (peso alleggerito se in presenza di falda) =	19.0	[KN/mc]
c =	0.0	[KN/mq]
H_{TERR}[m]	0.90	[m]
$H_{BASAMENTO}$[m]	0.60	[m]
H_{TOTALE}[m]	1.50	[m]
k0	0.515	-
Kas (Coeff di spinta attiva in condizioni STATICHE) =	0.309	-
kA,E,+ (Coefficiente di spinta attiva - condizioni SISMICHE) =	0.446	-
kA,E,- (Coefficiente di spinta attiva - condizioni SISMICHE) =	0.421	-
kh (coeff. sismico orizzontale) =	0.162	-
kv (coeff. sismico orizzontale) =	0.081	-
$S_{h,TERR}$ =	3.96	[kN/m]
$S_{h,BASAMENTO}$ =	7.05	[kN/m]
$S_{h,TOTALE}$ =	11.01	[kN/m]
Gradiente (g) =	9.79	[kN/mc]



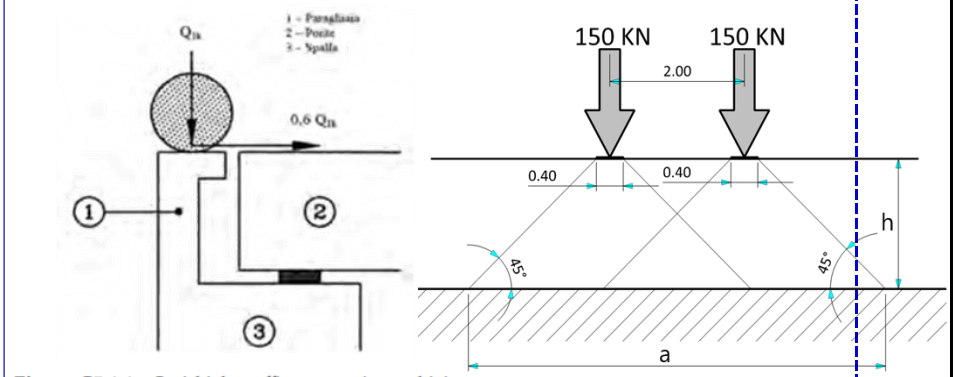
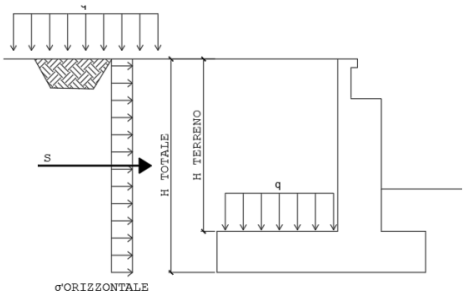
Sovraccarico stradale - Carico da traffico sul paraghiaia		
	Q_{1k} [kN]	300
	0.6*Q_{1k} [kN]	180
	A_{Qk1} [m^2]	6.6
	q_{1k} [kN/m^2]	90.91
	K_A	0.515
	$q_{1k,h}$ [kN/m^2]	46.84
	h paraghiaia [m]	0.75
	a [m]	4.3
	Q_{1k} [kN]	150
	0.6*Q_{1k} [kN]	90
	q_{1k} [kN/m]	375
	0.6*q_{1k} [kN]	225

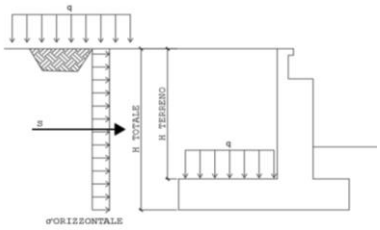
Figura C5.1.1 - *Carichi da traffico su muri paraghiaia*

Si riporta la spinta statica generata dalla pavimentazione stradale

G2 - Sovraccarico carichi permanenti		
	q [kN/m^2]	3.00
	K0 [-]	0.52
	$\sigma'_{h,acc}$ [kN/	1.55
	h_{TERR} [m]	0.90
	$h_{BASAMENTO}$	0.60
	$S_{h,TERR}$ [kN/	1.39
	$S_{h,BASAMENT}$	0.93

Secondo quanto indicato nella CIRC2019 al § C5.1.3.3.7.1 (Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte), ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m. In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.
Inoltre è stato effettuato il caso di carico con un sovraccarico uniforme di 20 kN/mq e applicato alla parete come spinta uniformemente distribuita.
E' stato considerato il caso peggiore dei due carichi schematizzati.

Sovraccarico stradale - 20 KN/M^2

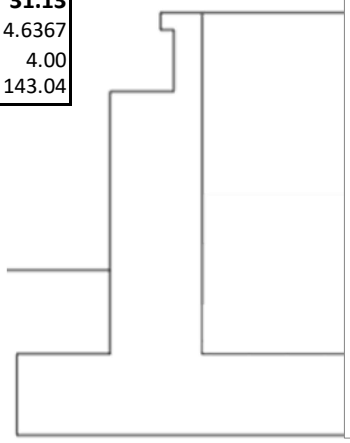


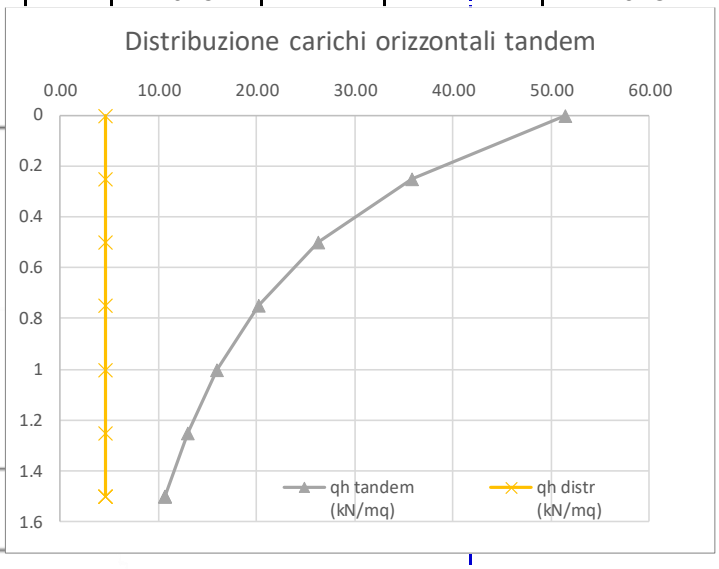
q [kN/m^2]	19
K_0 [-]	0.515
$\sigma'_{h,acc}$ [kN/m^2]	9.789
h_{TERR} [m]	0.90
$h_{BASAMENTO}$ [m]	0.60
$S_{h,TERR}$ [kN/m]	8.81
$S_{h,BASAMENTO}$	5.87

Sovraccarico stradale - 9 KN/M^2+Tandem

Δs	Profondità	B (m)	L (m)	**qv tandem**	qv distr	**Coff**	qh tandem	qh distr	Z inizio	Z fine	**qh tandem medio**
0	0	1.8	0.6	**100**	**9**		51.52	4.64	0	0.25	**43.65**
0.25	0.25	2.09	0.74	**69.47**	**9**		35.79	4.64	0.25	0.5	**31.06**
0.25	0.5	2.38	0.89	**51.12**	**9**		26.34	4.64	0.5	0.75	**23.27**
0.25	0.75	2.67	1.03	**39.22**	**9**	**0.515**	20.20	4.64	0.75	1	**18.10**
0.25	1	2.95	1.18	**31.05**	**9**		15.99	4.64	1	1.25	**14.49**
0.25	1.25	3.24	1.32	**25.19**	**9**		12.98	4.64	1.25	1.5	**11.86**
0.25	1.5	3.53	1.47	**20.86**	**9**		10.75	4.64	1.5	1.5	**10.75**

qh tandem	**31.13**
qh distr	4.6367
A parete	4.00
$S_{h,tot}$ [kN]	143.04





12 MODELLAZIONE, CALCOLI E VERIFICHE SPALLE

Per l'analisi delle opere di sostegno flessibili, è stato adottato il metodo degli elementi finiti mediante il software: Paratie Plus. Il software permette la modellazione e l'analisi strutturale ad elementi finiti e la verifica degli elementi strutturali, tipo trave, in c.a. ed in acciaio secondo la normativa NTC18.

Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo – Paratie Plus

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:	
Titolo:	Paratie Plus (v 23.0)
Produttore-Distributore:	Sviluppato da: HARPACEAS (Italia) Con la supervisione scientifica del: Prof Roberto Nova Interfaccia utente create con l'assistenza di: eFarm Group s.r.l. Distributore per l'Italia: HARPACEAS Milano www.harpaceas.it
Dati utente finale:	Itec-engineering SpA

Per l'elaborazione dei dati di input/output nonché la creazione di tabelle riepologative dei risultati ci si è avvalsi di fogli calcolo elettronici Microsoft © Office Excel e SMath ©.

12.1 CONVENZIONI GENERALI

Le unità di misura impiegate sono quelle del Sistema Internazionale (SI):

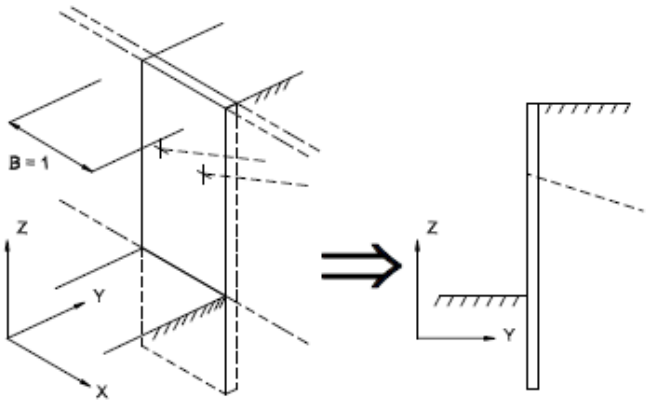
lunghezze:	**m**
forze-coppie:	**kN – kNm**
tensioni:	**MPa**

Per quanto riguarda le convenzioni di segno si considera positivo lo sforzo di trazione. Eventuali convenzioni specifiche verranno riportate nel proseguo della presente relazione.

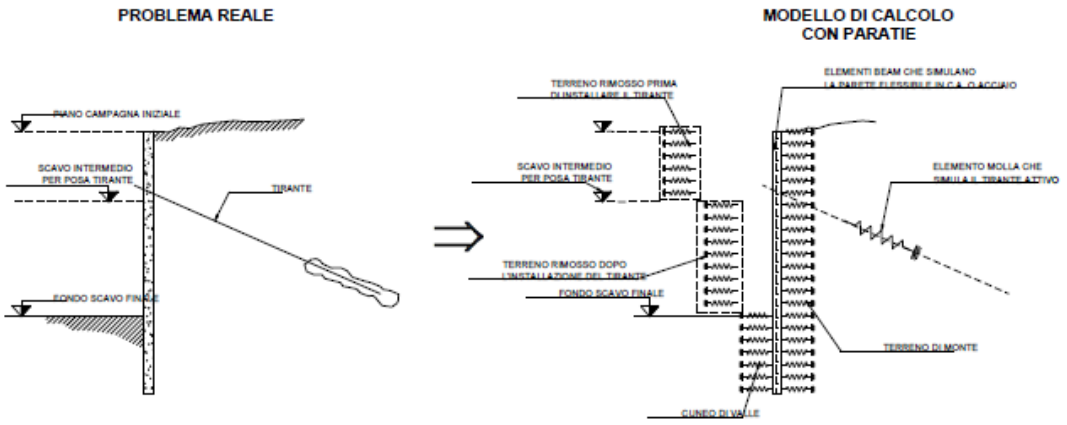
I modelli di calcolo sono caratterizzati da un sistema di riferimento globale in cui gli assi cartesiani x e y definiscono i piani orizzontali e l'asse z individua la verticale.

12.2 CRITERI DI MODELLAZIONE (PARATIE PLUS)

Il comportamento delle opere di sostegno è stato valutato mediante un modello di calcolo piano, ritenuto rappresentativo per il problema in esame e a favore di sicurezza. Il problema è visto come un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella seguente. PARATIE non è quindi idoneo a studiare problemi in cui vi siano importanti effetti tridimensionali.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.



12.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

12.3.1 Criteri di verifica delle paratie

Le verifiche di sicurezza sono condotte secondo il par. 6.5 e in particolare in ottemperanza al sotto par. 6.5.3.1.2 delle NTC18. Secondo tale paragrafo, gli stati limite minimi da prendere in considerazione sono:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*:
  - Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - Collasso per carico limite verticale;
  - Sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - Instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - Instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - Sifonamento del fondo scavo;
  - Instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR):*
  - Raggiungimento della resistenza di uno o più ancoraggi;
  - Raggiungimento di uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Nelle condizioni di esercizio devono essere valutati gli spostamenti dell'opera e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti.
Condizione limite: $0.005*H_{paratia}$

Nel caso in esame le verifiche di sicurezza per lo SLU di Collasso per rotazione intorno ad un punto dell'opera si considera automaticamente verifica data la convergenza delle analisi.

L'instabilità del fondo scavo non interessa le pareti in esame data la natura dei terreni e l'assenza di falda.

12.3.2 Combinazioni di verifica

Le combinazioni di verifica introducono coefficienti parziali di sicurezza sia sulle azioni che sui parametri fisico-meccanici delle unità litotecniche coinvolte nella stabilità dell'opera.
Nel caso delle paratie, e delle opere ad essi assimilabili, la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1, considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1 + M1 + R1);
- Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Per il dimensionamento geotecnico dei tiranti nei confronti dello stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio, la verifica della sicurezza è stata effettuata, oltre con le Combinazioni 1 e 2, anche con la combinazione A1 + M1 + R3, tenendo conto dei coefficienti riportati nella Tab. 6.6.I delle NTC18.
Per completezza, di seguito sono riportate le tabelle delle NTC18 con i coefficienti pocanzi richiamati.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.6.I - *Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi*

	Simbolo	Coefficiente parziale
Temporanei	γ_R	1,1
Permanenti	γ_R	1,2

12.3.3 Micropali

Pali singoli IGU/IRS
La tecnica di iniezione prevede l'adozione dei valori di pressione minimi specificati nel proseguo del documento, nell'ambito della verifica di ciascun elemento.

La capacità di pali realizzati con tecnica IGU o IRS è determinata attraverso le indicazioni di Bustamante e Doix (1985); pertanto, il carico limite Q_{lim} di un tirante si può esprimere come di seguito:

$$R_{a,calc} = P + S = P + \pi \times d_s \times L_s \times s$$

dove:
d_s diametro della zona iniettata
L_s lunghezza della zona iniettata
s resistenza tangenziale all'interfaccia tra zona iniettata e terreno.

Si assume $d_s = \alpha \times d$ dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente maggiorativo; i valori di α da adottare sono riportati nella tabella seguente. Il contributo offerto dalla punta P è assunto pari al 15% di quello offerto lateralmente ('Fondazioni', Carlo Viggiani).

Terreno	Valori del coefficiente α_d		Quantità minima di miscela consigliata Vs	Rapporto A/C
	IRS ($p_l \geq p_i$)	IGU ($p_l < p_i$)		
Ghiaia	1,8	1,3 ÷ 1,4	1,5 Vs	1,7 ÷ 2,4
Ghiaia sabbiosa	1,6 ÷ 1,8	1,2 ÷ 1,4	1,5 Vs	
Sabbia ghiaiosa	1,5 ÷ 1,6	1,2 ÷ 1,3	1,5 Vs	
Sabbia grossa	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 Vs	
Sabbia media	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷1,2	1,5 Vs	
Sabbia fine	1,4 ÷ 1,5	1,1 ÷ 1,2	1,5 Vs	
Sabbia limosa	1,4 ÷ 1,5	1,5 ÷ 2,0	IRS: (1,5 ÷ 2) Vs; IGU: 1,5 Vs	
Limo	1,4 ÷ 1,6	1,1 ÷ 1,2	IRS: 2 Vs; IGU: 1,5 Vs	1,7 ÷ 2,4
Argilla	1,8 ÷ 2,0	1,2	IRS: (2,5 ÷ 3) Vs; IGU: (1,5 ÷ 2) Vs	
Marna	1,8	1,1 ÷ 1,2	(1,5 ÷ 2) Vs per strati compatti	1,7 ÷ 2,4
Calcari marnosi	1,8	1,1 ÷ 1,2	(2 ÷ 6) Vs o più per strati fratturati	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 ÷ 1,2		
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(2÷6) Vs o più per strati poco fratturati 2 Vs o più per strati fratturati	1,7 ÷ 2,4
IRS: *iniezione ad alta pressione a più stadi e ripetuta* IGU: *iniezione a bassa pressione in unica soluzione* p_l: *pressione limite dalla prova pressiometrica Menard* p_i: *pressione di iniezione*			$V_s = L_f D_s^2 / 4$ L_f: *lunghezza della fondazione* D_s: *diametro reale della fondazione*	
Nota: nella tabella sono riportati i valori teorici della quantità in volume della miscela di iniezione nelle diverse condizioni operative ed il rapporto acqua cemento ottimale (da Bustamante e Doix, 1985)				

Figura 29 – Valori del coefficiente ad per la stima del diametro del bulbo di ancoraggio (Tratto da AGI/AICAP, Ancoraggio nei terreni e nelle rocce, 2012)

I valori della resistenza tangenziale *s* all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia, e sono forniti dai diagrammi contenuti nelle, alle quali è associata la tabella seguente.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

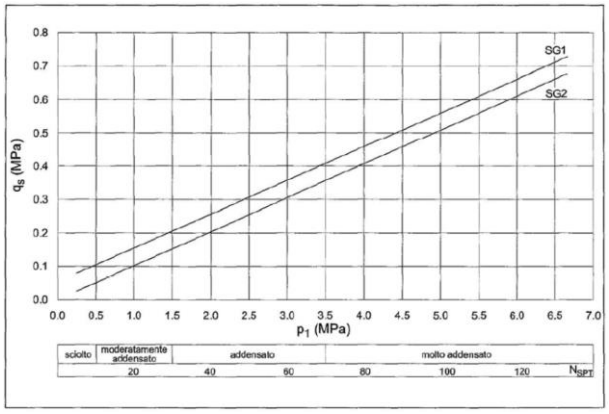


Figura 30 – Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti

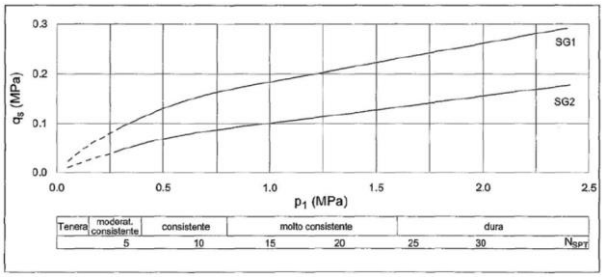


Figura 31 – Resistenza unitaria limite per terreni a grana fine

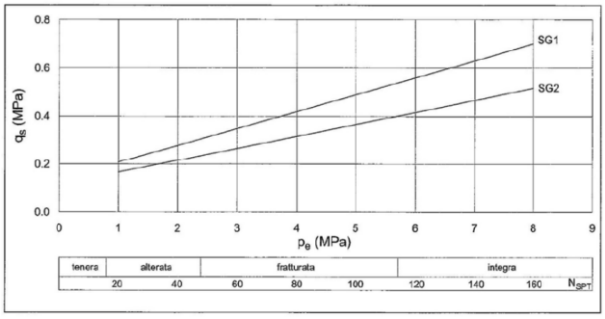


Figura 32 – Resistenza unitaria limite per marne e calcari

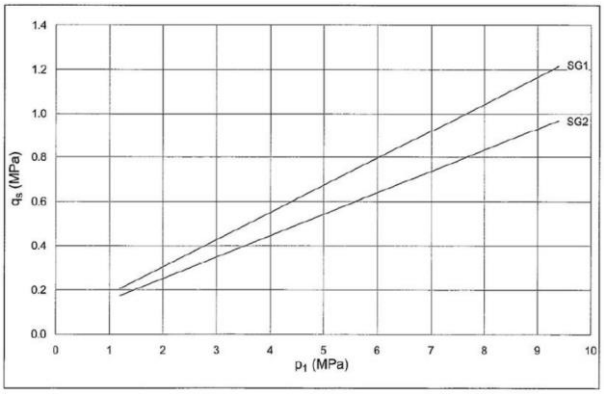


Figura 33 – Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

12.3.4 Modelli di capacità

12.3.5 Verifica elementi in cls armato

Le verifiche agli stati limite sono eseguite utilizzando:

- Le resistenze di progetto dei materiali secondo
  Par. 4.1.2.1.1 NTC18
- Diagrammi di progetto dei materiali secondo
  Par. 4.1.2.1.2 NTC18 e CNT18

12.3.5.1SLE

La valutazione della sicurezza strutturale agli stati limite ultimi elementi è condotta nei riguardi di:

- Stato limite di resistenza flessionale in presenza e in assenza di sforzo assiale
  Par. 4.1.2.2.4 NTC18 e CNTC18
- Stato limite di resistenza a taglio
  Par. 4.1.2.3.5

12.3.5.2 SLU

La valutazione della sicurezza strutturale agli stati limite di esercizio elementi è condotta nei riguardi di:

- Stato limite di fessurazione
  Par. 4.1.2.3.4 NTC18 e CNTC18
- Stato limite di limitazione delle tensioni
  Par. 4.1.2.2.4 NTC18

12.3.6 Caratteristiche elementi strutturali:

Micropalo verticale:

- Ø168*8 in acciaio S355
- Øperforazione = 0.24 m
- i = 0.75 m
- L = 15 m
- Pressione di iniezione P=0.45 MPa metodo IGU

Trave cuscino:

- Sezione 1.8x60 cm
- Armatura: Longitudinale lato corto: Ø 16/200 lato lungo: Ø 16/200
  Trasversale: Ø16/200

Paraghiaia:

- s = 0.30 m
- H = variabile
- Armatura verticale ø16/20 cm (esterna), ø16/20 cm (interna), c = 0.045 m
- Armatura trasversale ø12/20 cm, c = 0.045 m

Muro argine e soletta:

- s = 0. 40 m
- H = variabile
- Armatura longitudinale ø16/20 cm, c = 0.045 m
- Armatura trasversale ø16/20 cm, c = 0.045 m

12.3.7 Modello di calcolo micropali

Parametri dei terreni utilizzati

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ø'	øcv	øp	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	exp	Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m³	kN/m³	°	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m³	kN/m³	kN/m³
1	Terreno di riporto (R)	18	18	29			0		Constant		13000	39000								
2	Alluvioni fini (AF)	18	18	25			6.5		Constant		8000	24000								
3	Alluvioni Grossolane (AG)	18	19	34			0		Constant		20000	60000								

La parete doppia è stata modellata indicando le corrette rigidezze all'interno del software di calcolo calcolate come riportato di seguito.

CALCOLO RIGIDEZZA PARETE COMBINATA

$d := 0.25\ \text{m}$

$A := \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 0.0491\ \text{m}^2$

$di := 0.5\ \text{m}$

$j_1 := 2 \cdot \pi \cdot \frac{d^4}{64} = 0.0004\ \text{m}^4$

$j_{calc} := 2 \cdot \pi \cdot \frac{d^4}{64} + 2 \cdot A \cdot di^2 = 0.0249\ \text{m}^4$

$A_{calc} := 2 \cdot A = 0.0982\ \text{m}^2$

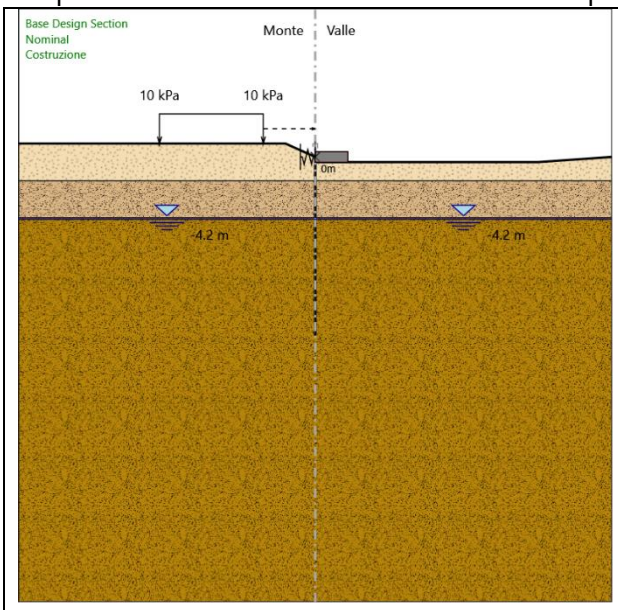
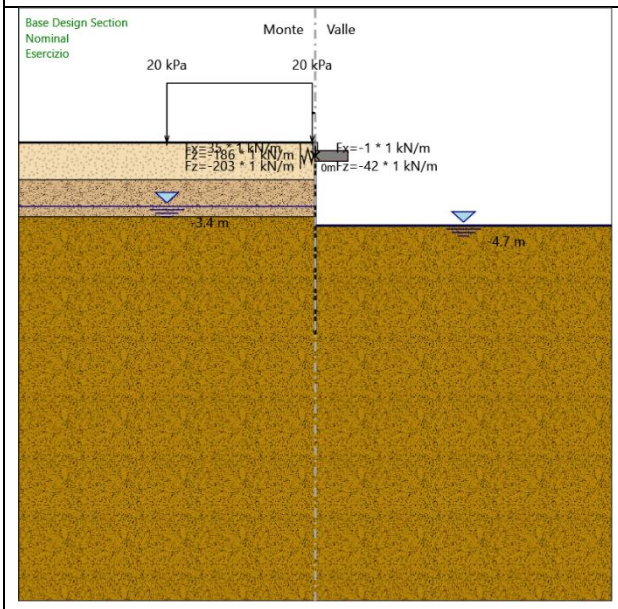
Sezione : Parete composta

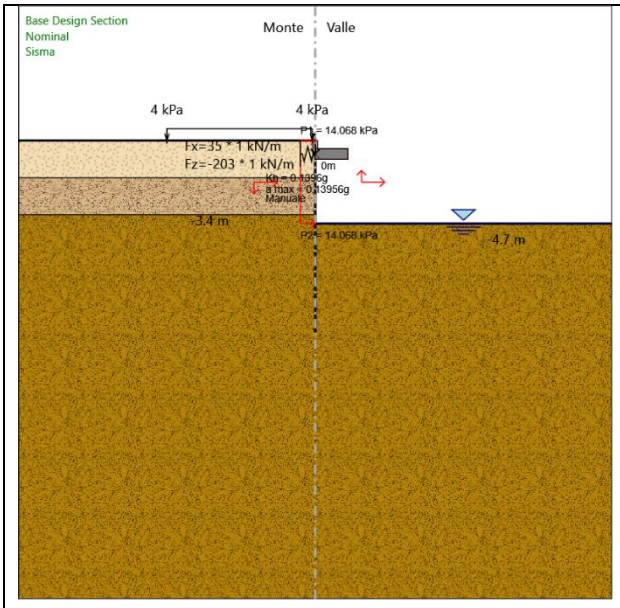
Area equivalente : 0.0982 m^2

Inerzia equivalente : 0.0485 m^4/m

Materiale : C32/40

Si riportano le fasi di modellazione dell'opera.

	Costruzione Falda acquifera Falda di sinistra : -4.2 m Falda di destra : -4.2 m Carichi Carico lineare in superficie : Carico da costruzione X iniziale : -10.5 m X finale : -3.5 m Pressione iniziale : 10 kPa Pressione finale : 10 kPa Elementi strutturali Paratia : Micropali Spalla X : 0 m Quota in alto : 0 m Quota di fondo : -12 m Sezione : Parete composta
	Falda acquifera Falda di sinistra : -3.4 m Falda di destra : -4.7 m Carichi Carico puntuale alla paratia : G1-Ponte Quota : 0 m Px : 0 kN/m Pz : -186 kN/m : 0 kNm/m X : 0 m Carico puntuale alla paratia : G2-Ponte Quota : 0 m Px : -1 kN/m Pz : -42 kN/m : 0 kNm/m X : 0 m Carico puntuale alla paratia : ML_Gruppo 2- Ponte Quota : 0 m Px : 35 kN/m Pz : -203 kN/m : 0 kNm/m X : 0 m Carico lineare in superficie : Traffico X iniziale : -10 m X finale : -0.2 m Pressione iniziale : 20 kPa Pressione finale : 20 kPa Paratia : Paraghiaia X : 0 m Quota in alto : 0.9 m Quota di fondo : 0 m Sezione : Paraghiaia



Falda acquifera

Falda di sinistra : -3.4 m

Falda di destra : -4.7 m

Carichi

Carico puntuale alla paratia : G1-Ponte

Quota : 0 m

Px : 0 kN/m

Pz : -186 kN/m

: 0 kNm/m

X : 0 m

Carico puntuale alla paratia : G2-Ponte

Quota : 0 m

Px : -1 kN/m

Pz : -42 kN/m

: 0 kNm/m

X : 0 m

Carico lineare in superficie : Carico mobile sisma

X iniziale : -10 m

X finale : -0.2 m

Pressione iniziale : 4 kPa

Pressione finale : 4 kPa

Figura 34: Construction stage paratia

La rigidezza del vincolo è stata determinata sulla base della rigidezza flessionale equivalente di una trave semplicemente appoggiata

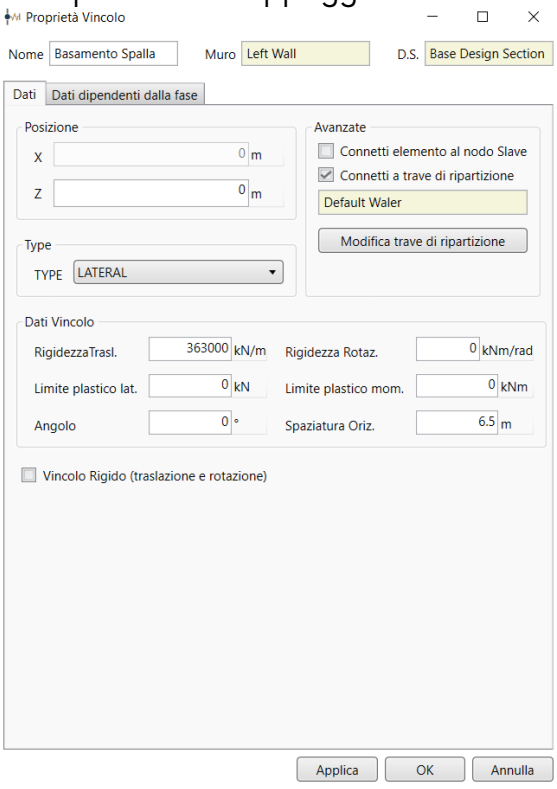


Figura 35: Rigidezza del sistema di contrasto

12.3.8 Micropali

12.3.8.1Stati limiti ultimi – SLU/SLV

Si riportano i risultati delle combinazioni di inviluppo.

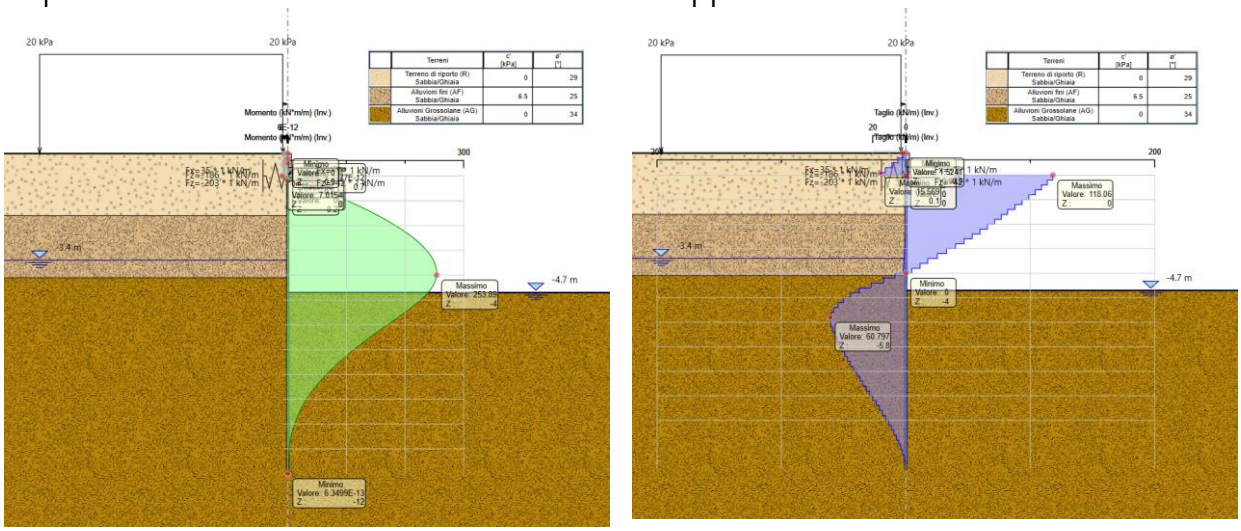


Figura 36: Sollecitazioni massimi di momento e taglio

La verifica a flessione è stata eseguita confrontando il momento resistente della sezione, determinato nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane (formula di Navier), e valutando la ripartizione della coppia flettente in uno sforzo di trazione e uno di compressione nei pali, procedendo quindi anche a una verifica di tipo assiale.

VERIFICHE SLU

CHS168.3*8

Flessione

$J_{chs} := 12972700\ mm^4$ $d_{chs} := 168.3\ mm$

$A_{chs} := 4029\ mm^2$

$J_{sez} := 2 \cdot J_{chs} + 2 \cdot A_{chs} \cdot d^2 = 5.2957 \cdot 10^8\ mm^4$

$f_{yk} := 355\ MPa$ $\gamma_{M0} := 1.05$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338.0952\ MPa$

$M_{Rd.el} := f_{yd} \cdot J_{sez} \cdot \frac{2}{d + \frac{d_{chs}}{2}} = 1071.6459\ kN\ m$

$M_{Ed} := 253.9\ kN\ m$

$Check := \text{if } M_{Ed} \le M_{Rd.el}\ \text{"OK" else "KO"}$ $Check = \text{"OK"}$

$WR := \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.el}} = 0.2369$

$N_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{d \cdot 2} = 507.8\ kN$

$N_{RD} := A_{chs} \cdot f_{yd} = 1362.1857\ kN$

$Check := \text{if } N_{Ed} \le N_{RD}\ \text{"OK" else "KO"}$ $Check = \text{"OK"}$

$WR := \frac{N_{Ed}}{N_{RD}} = 0.3728$

Taglio

$A_v := A_{chs} \cdot \frac{2}{\pi} = 2564.9411\ mm^2$

$V_{c.Rd} := \frac{2 \cdot A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1001.3498\ kN$

$V_{Ed} := 118.1\ kN$

$Check := \text{if } V_{Ed} \le V_{c.Rd}\ \text{"OK" else "KO"}$ $Check = \text{"OK"}$

$WR := \frac{V_{Ed}}{V_{c.Rd}} = 0.1179$

12.3.8.2 Stati limiti esercizio – SLE

Sl riporta la verifica degli spostamenti per la paratia in oggetto.

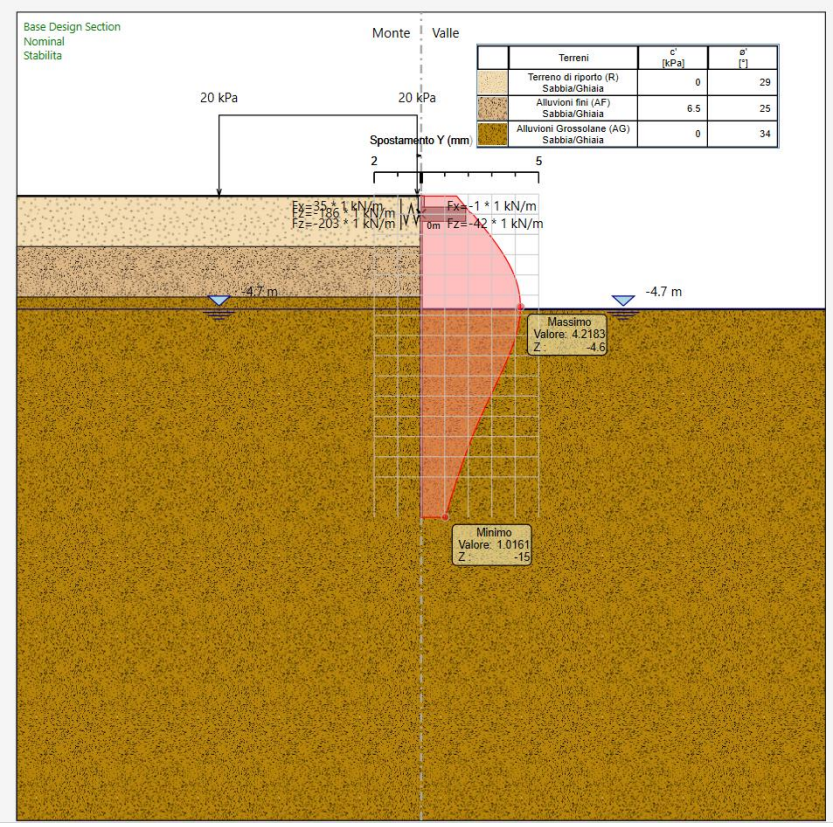


Figura 37: Spostamento della paratia

S_{max} = 4.21 mm

S_{lim} =0.005*H = 0.005*12'000 mm = 60 mm

VERIFICA SODDISFATTA

12.3.8.3 Riepilogo spinte mobilitate – GEO

Si riporta di seguito l'indicazione della mobilitazione delle spinte attiva e passiva, al fine di giustificare la condizione di equilibrio dell'opera.

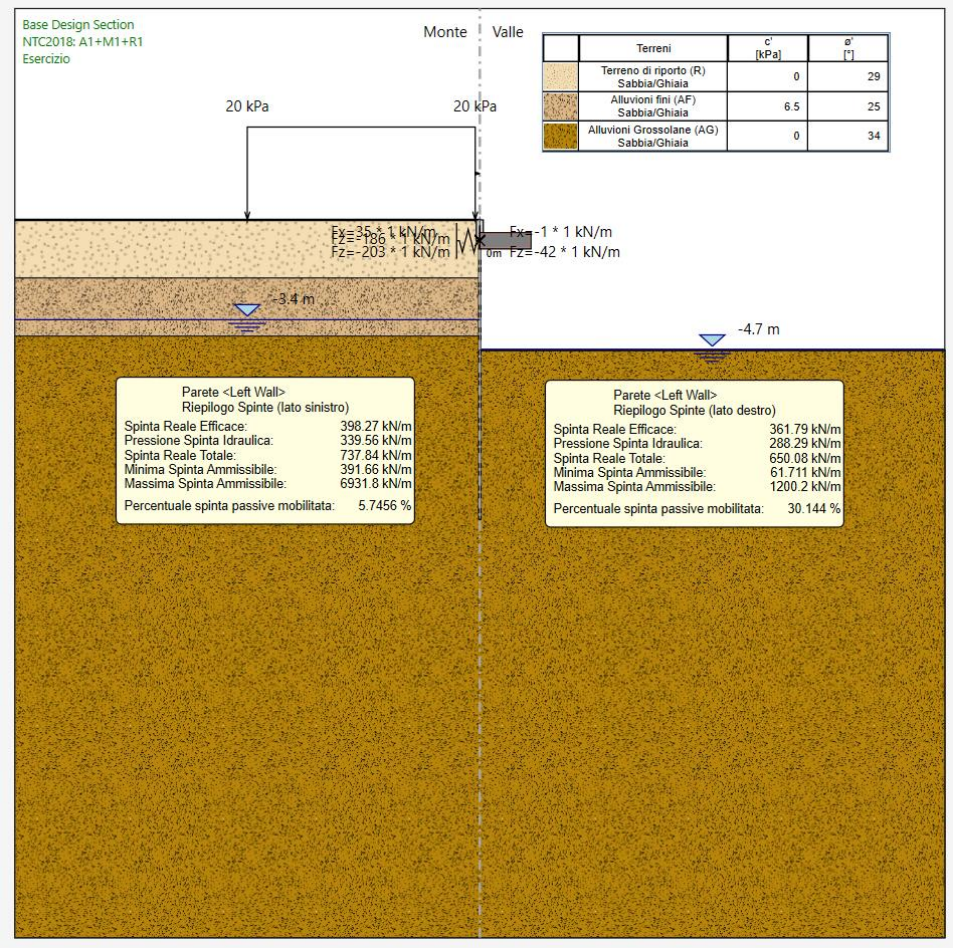
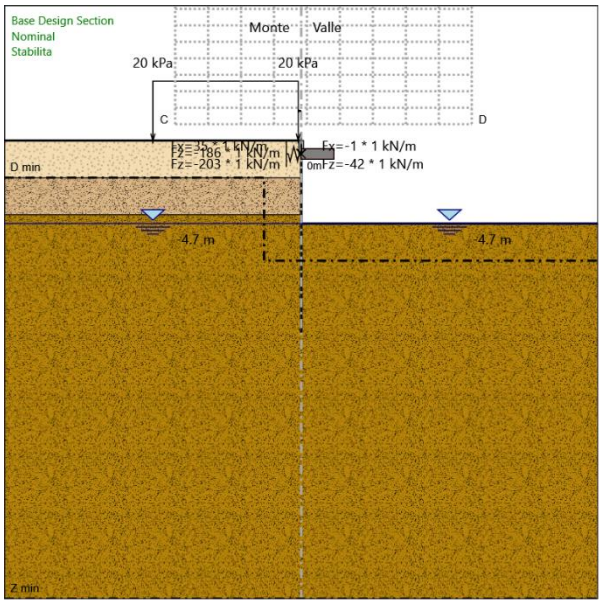


Figura 38: Riepilogo delle spinte

12.3.8.4 Verifica a stabilità globale – GEO

Si riporta la verifica a stabilità globale in combinazione A2+M2+R2.
Proprietà analisi stabilità dei pendii:



Metodo di stabilità del pendio: MORGENSTERN_PRICE

Definizione Superficie Critica: Griglia

Passo Conci: 1

Z min per calcolo raggio massimo: -30

Offset da topline per Rmin: 2.5

Numero Raggi: 10

Densità Griglia dei Centri: 10

A : X=11.5, Z=12

B : X=-8.5, Z=12

C : X=-8.5, Z=2

D : X=11.5, Z=2

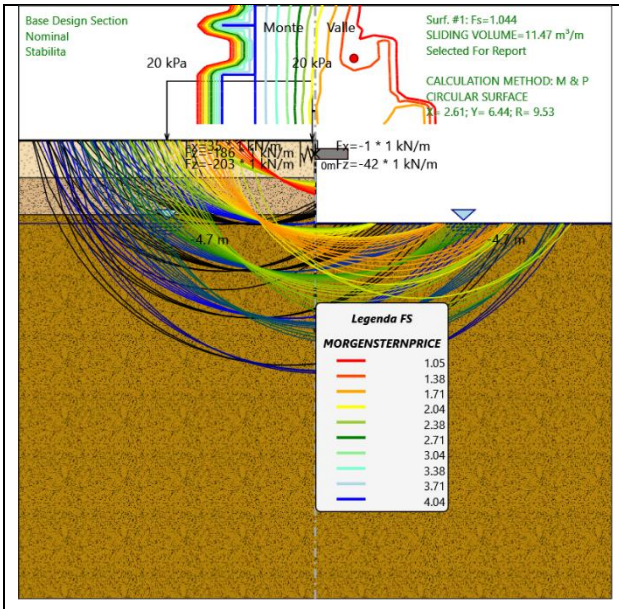


Figura 39 –Grafico superficie analizzate

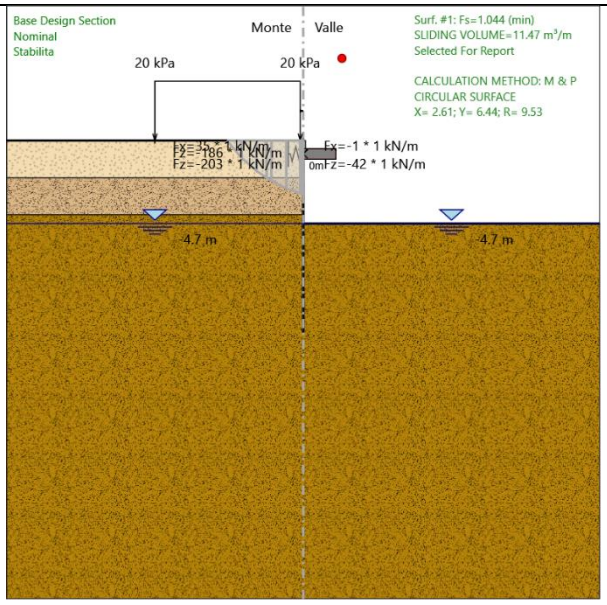


Figura 40 –Grafico superficie FS min = 1.044

12.3.9 Paraghiaia

12.3.9.1 Flessione

In questo paragrafo è riportata la verifica a flessione del paraghiaia.
Nella seguente immagine è riportato il massimo momento flettente per le condizioni SLU/SLV e SLE.

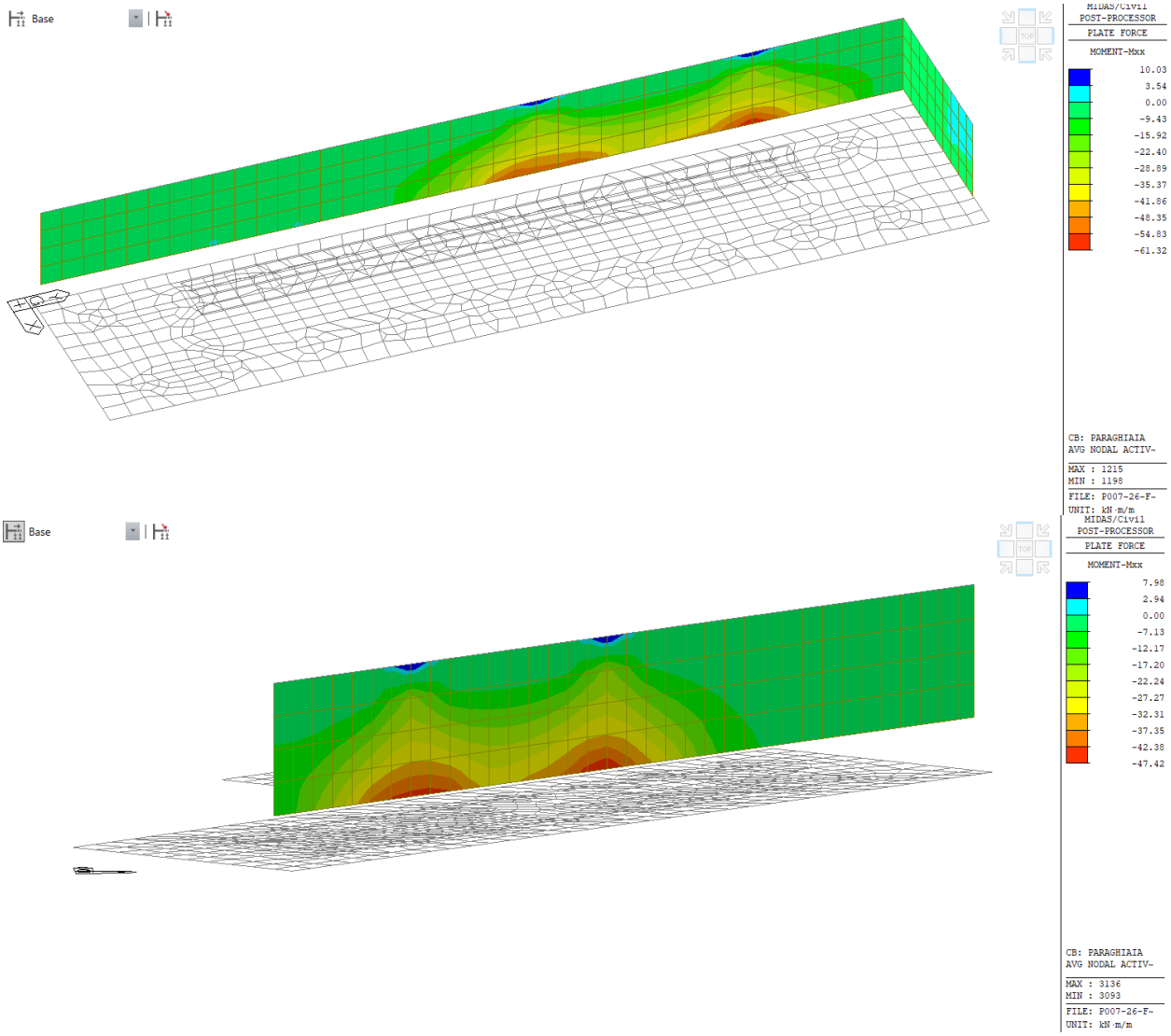


Figura 41: Mxx - INV SLU

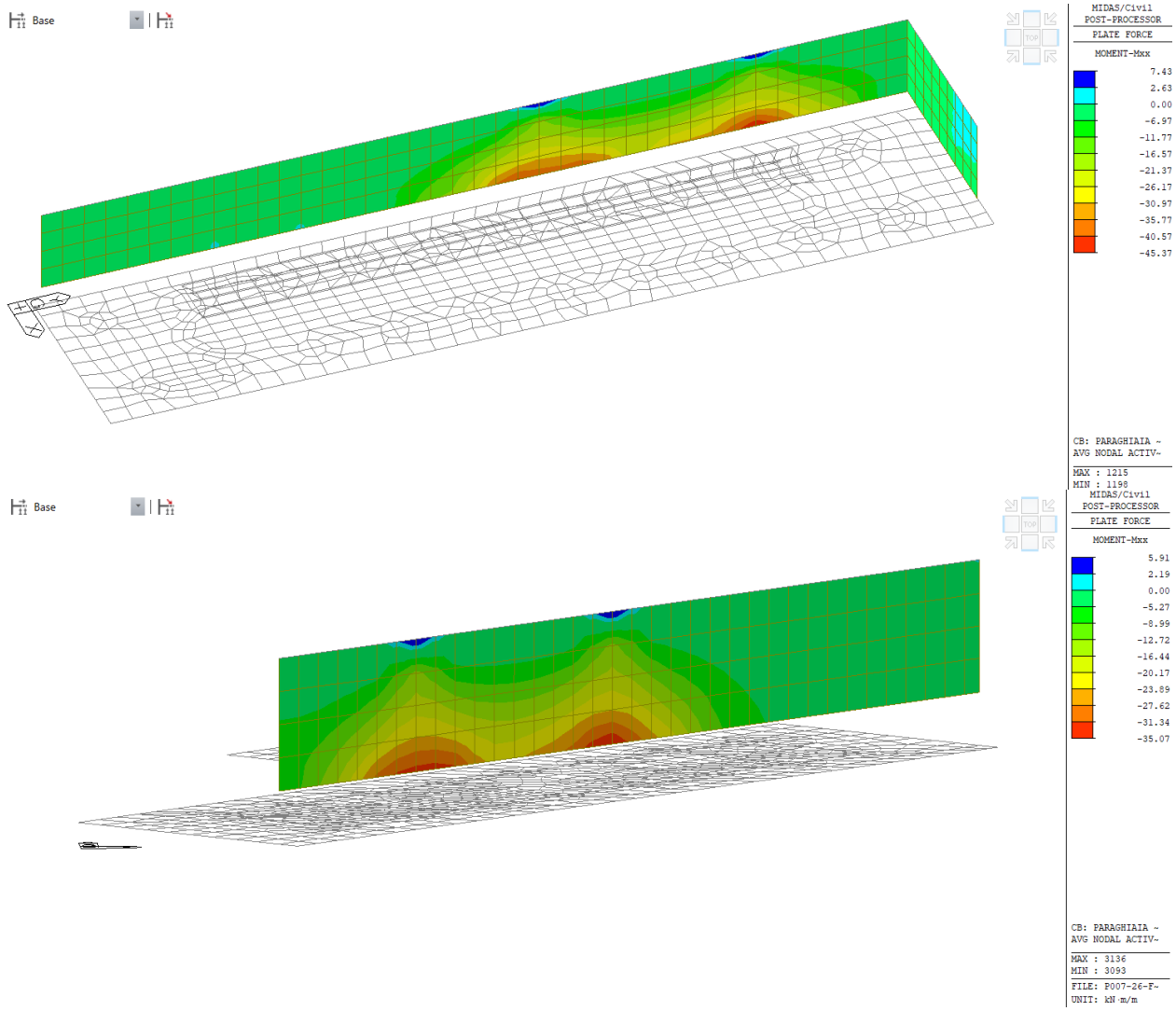
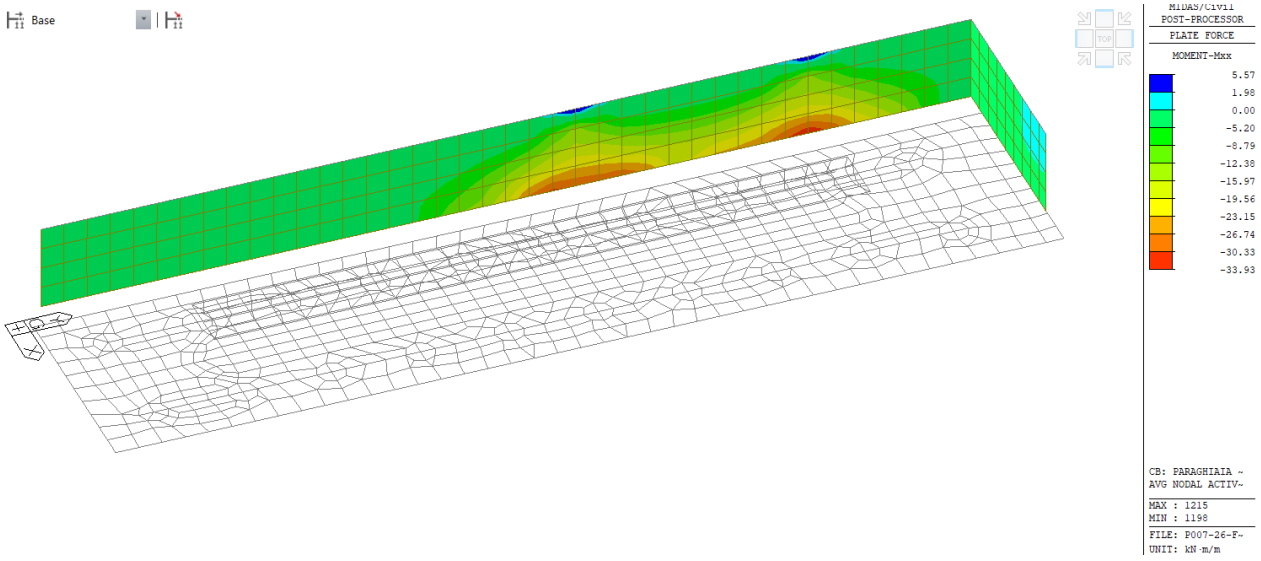


Figura 42: M_{xx} - INV SLER



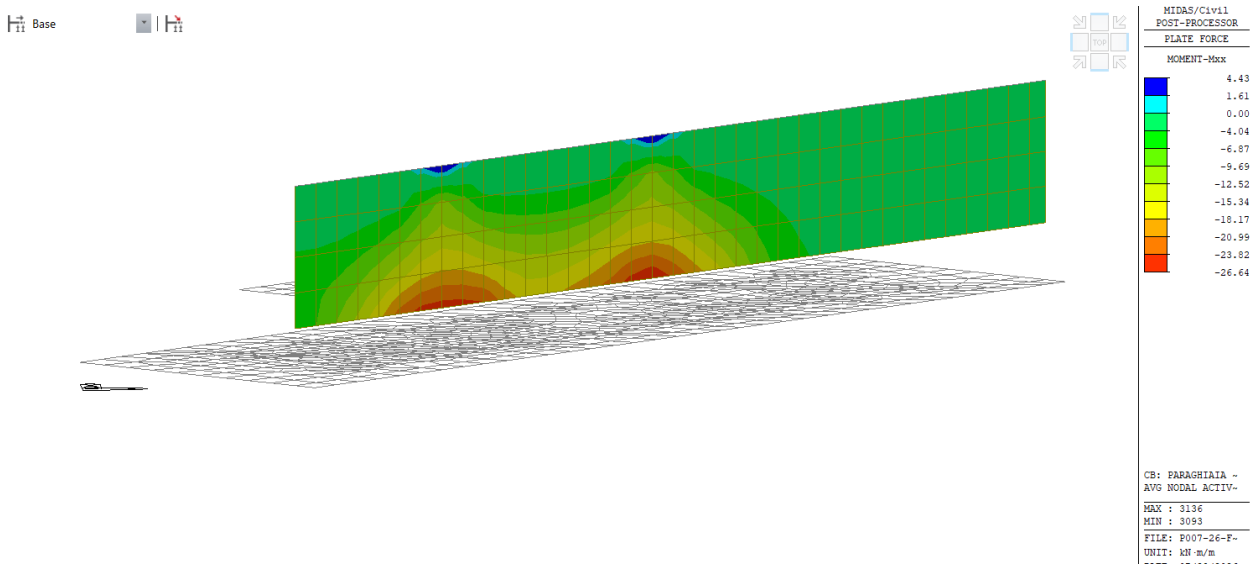


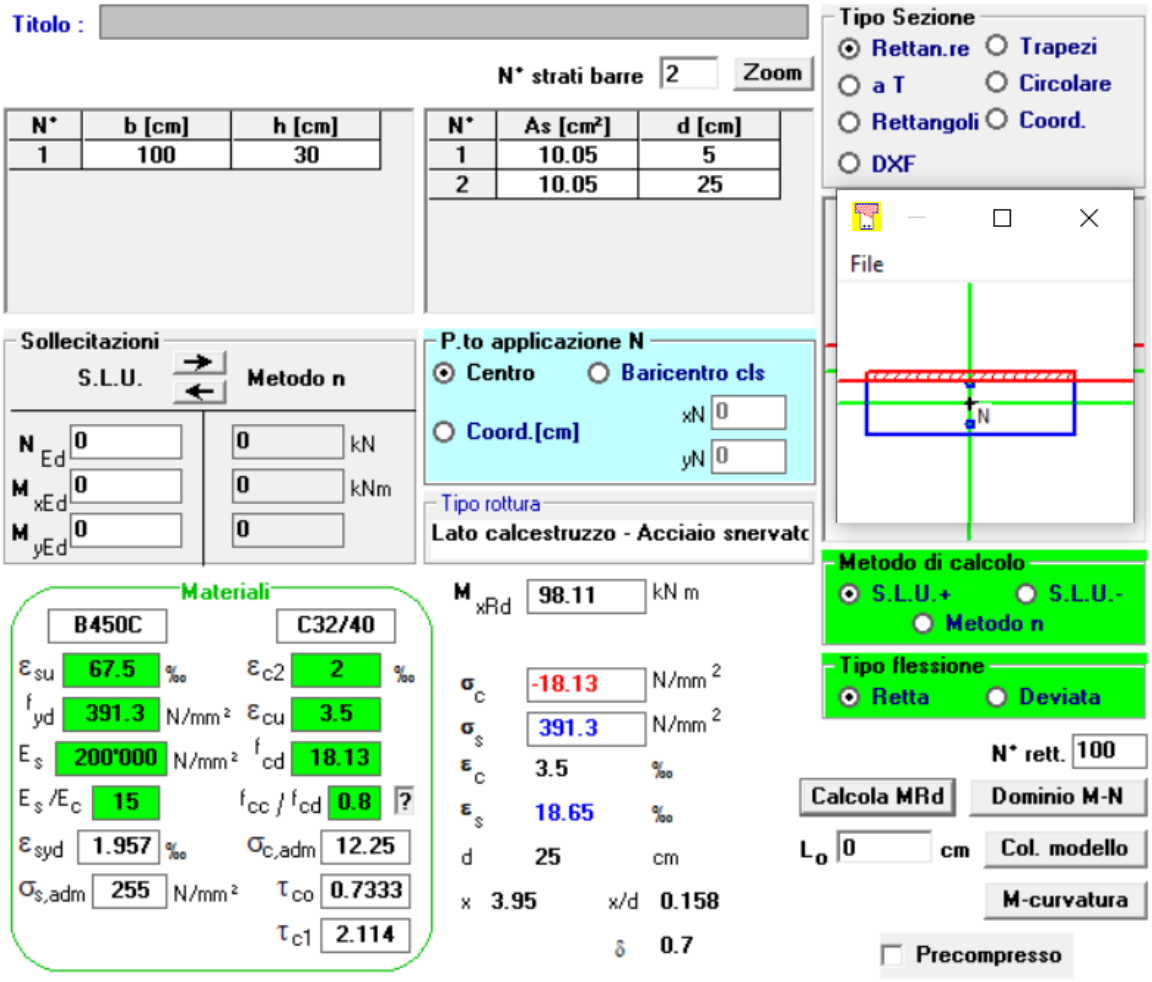
Figura 43: M_{xx} - INV SLEF

Il massimo momento flettente allo SLU/SLV risulta pari a -61.32 kNm/m.

Le caratteristiche della sezione sono le seguenti:

- Altezza 30 cm
- Armatura lembo interno f16/20
- Armatura lembo esterno f16/20

Nella seguente immagine è riportato il calcolo del momento resistente.



La verifica risulta soddisfatta.

12.3.9.2 Taglio

In questo paragrafo è riportata la verifica a taglio del paraghiaia.
Nella seguente immagine è riportato il massimo taglio per le condizioni SLU.

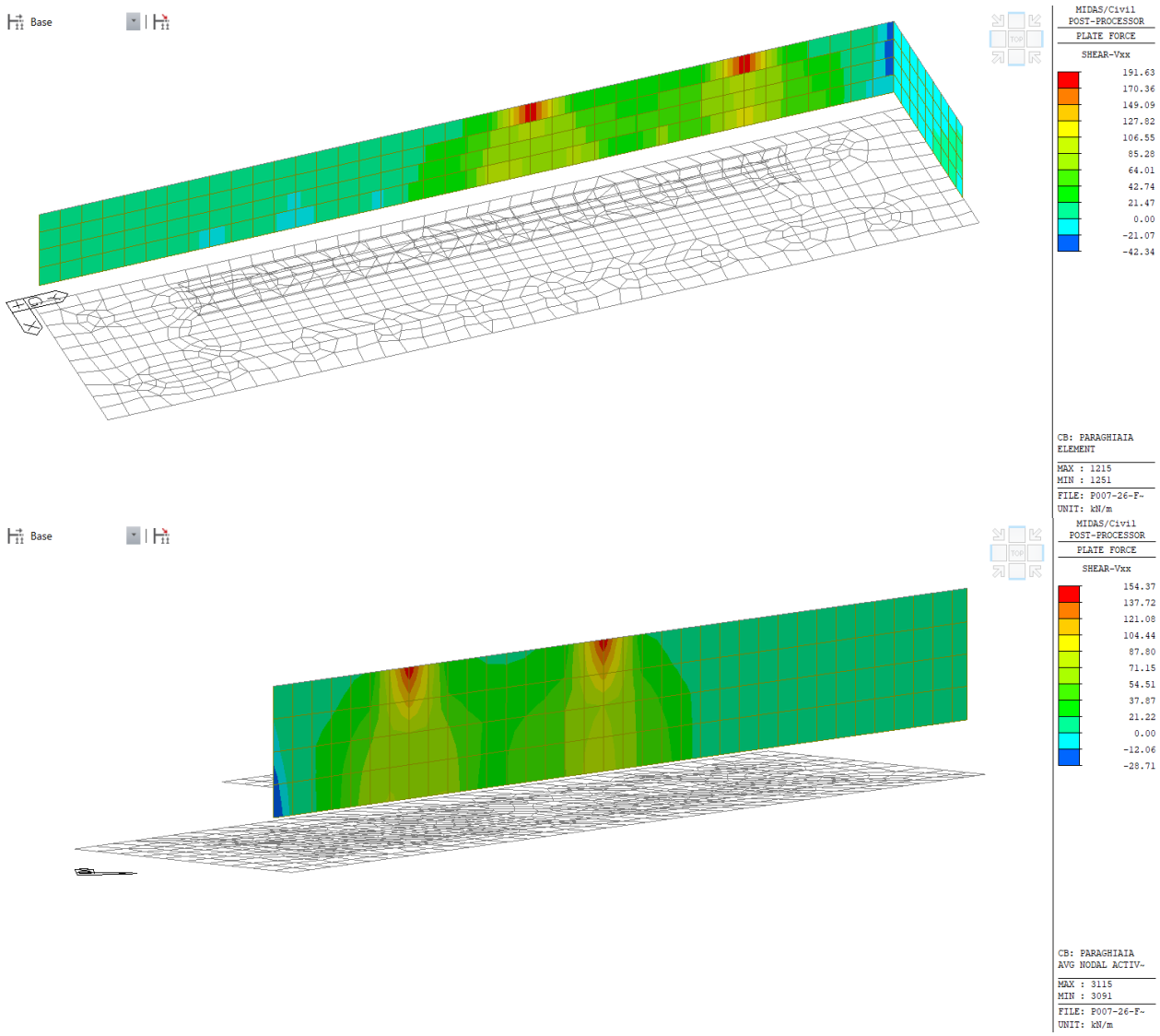


Figura 44: V_{xx} - INV SLU

L'armatura a taglio è costituita da spilli f14 / 9m^2. Nella seguente tabella è riportata la verifica a taglio del paraghiaia.

Caratteristiche materiali

Classe di calcestruzzo di progetto		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione cls	R_{ck} =	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica cls	f_{ck} =	32	MPa
Fattore di confidenza (per opere esistenti)	F_c =	1,00	
Coefficiente riduttivo resistenza lunga durata	α_{cc} =	0,85	
Coefficiente parziale di sicurezza cls	γ_c =	1,50	
Resist. di progetto a compressione cls *(§ 4.1.2.1.1.1)*	$f_{cd} = \alpha_{cc}\ f_{yk} / \gamma_c\ F_c$ =	18,1	MPa
Resistenza caratteristica a trazione acciaio armatura	f_{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s =	1,15	
Resistenza di progetto a trazione acciaio *(§ 4.1.2.1.1.3)*	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s\ F_c$ =	391,3	MPa

Armatura e geometria della sezione

Diametro ferri longitudinali	ϕ_{long} =	16	mm
Diametro staffe / ferri piegati	ϕ_{st} =	12	mm
Passo staffe / ferri piegati	s =	330	mm
N° bracci staffe / ferri piegati	n° =	3,0	
Inclinazione armatura staffe (90°) o ferri piegati (45°)	α =	90	°
Area sezione trasversale acciaio armatura	A_{sw} =	339,3	mm²
Altezza sezione	h =	300	mm
Larghezza sezione	b_w =	1000	mm
Copriferro	c =	50	mm
Altezza utile sezione	$d = h - c - \phi_{st} - \phi_{long}/2$ =	230	mm

Sforzo normale sollecitante	N_{Ed} =	0,0	kN
Tensione di compressione nel cls	$\sigma_{cp} = N_{ed,cp} / A_c$ =	0,00	MPa
Coefficiente maggiorativo per effetto della compressione	α_c =	1,00	

Fattori di resistenza e resistenza di progetto

Coeff. riduzione resist. a compres.	ν =	0,50	
Cotg ϑ (inclinazione bielle compresse)	$1 \leq$	$\cot\vartheta$ = 2,50	$\leq$ 2.50
ϑ (inclinazione bielle compresse)	ϑ =	21,80	°

Resistenza di progetto a "*taglio trazione*"
(Lato acciaio)

$V_{Rsd} = 0.9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (\mathrm{ctg}\alpha+\mathrm{ctg}\vartheta)\ \sin\alpha$ = 208,2 kN

Resistenza di progetto a "*taglio compressione*"
(Lato calcestruzzo)

$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\ (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\vartheta)/(1+\mathrm{ctg}^2\vartheta)$ = 647,2 kN

Resistenza di progetto $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ = 208,2 kN

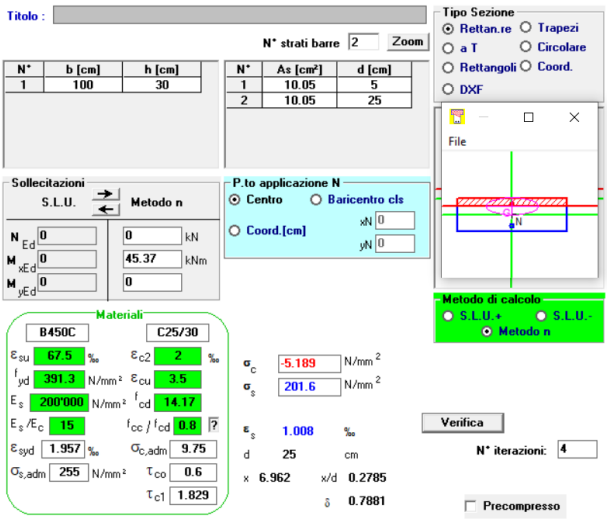
Risultato verifica **VERIFICA SODDISFATTA**

12.3.9.3 Verifiche SLE

12.3.9.3.1 Limitazione delle tensioni

Nella seguente tabella è riportato il calcolo delle tensioni per le condizioni “Quasi permanente” e “Rara”.

SLE_RA

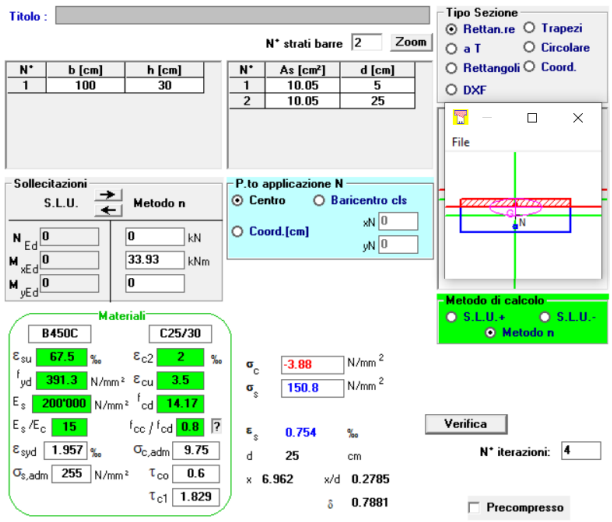


Le tensioni agenti soddisfano i limiti, la verifica risulta soddisfatta.

12.3.9.3.2 Fessurazione

Nelle seguenti immagini è riportato il calcolo delle tensioni per le condizioni “Quasi permanente” e “Frequente”.

SLE_FR



Nella seguente tabella è riportata la verifica a fessurazione per la condizione frequente.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3			
Geometria della sezione			
Altezza della sezione	h	300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	250	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	50	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f.1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f.1}$	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf.1}$	1005	[mm^2]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f.2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f.2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf.2}$	0	[mm^2]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,0	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE			

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	150.8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	69,62	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	a_e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1005	[mm^2]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff.1}$	125000	[mm^2]
	$A_{c,eff.2}$	76793	[mm^2]
	$A_{c,eff.3}$	150000	[mm^2]
	$A_{c,eff.min}$	76793	[mm^2]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01309	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0,4	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{min}$	0,000415	[-]
	$[\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000216	[-]
	$[e_{sm}-e_{cm}]$	0,000415	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	100	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	240	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	344	[mm]
	$s_{r,max.2}$	299	[mm]
	$s_{r,max}$	344	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k.lim}$	0,30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo) $w_k=s_{r,max}(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$	w_k	0,14	[mm]
verifica	verificato		

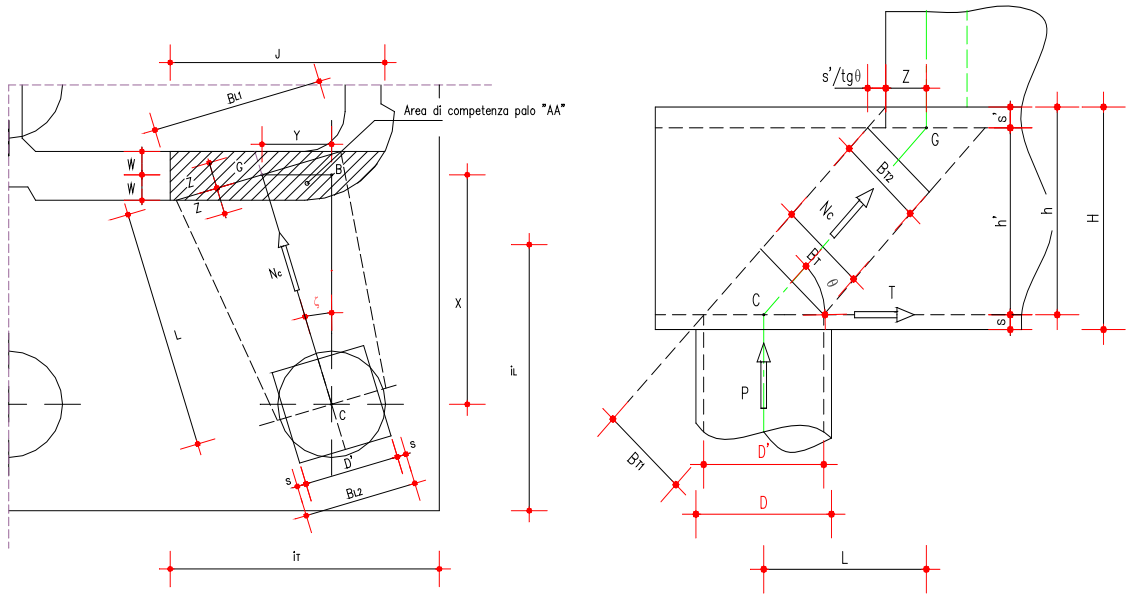
L'apertura delle fessure per la combinazione Frequente rispetta anche il w=0.2, la verifica per la combinazione Q.P. risulta automaticamente soddisfatta.

12.3.10 Basamento

Sia per le fondazioni a platea delle spalle, le sollecitazioni derivano da uno schema a tirante-puntone che dalla sommità dei pali trasmette il carico al fusto.
Il calcolo del plinto mediante il metodo tirante-puntone (plinto alto), mediante il modello a mensola oppure, nei casi più complessi, tramite modellazione FEM con elementi plate (plinto basso), è stato eseguito seguendo i criteri riportati nella letteratura tecnica, con particolare riferimento al testo *Fondazioni* di Carlo Viggiani.
In particolare:

- per inclinazione del puntone θ > 25° e rapporto h > i/2, il plinto è stato considerato **alto** ed è stato progettato mediante il metodo tirante-puntone.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo del meccanismo tirante-puntone con cui si dimensiona la platea di fondazione:



Dalla reazione P di carico sul palo viene detratto il carico del plinto e del terreno direttamente afferente sopra al palo perché non partecipante nel meccanismo tirante-puntone.
Nei fogli di calcolo di verifica riportati di seguito si riportano le sollecitazioni massime per le varie combinazioni di carico SLV, SLU, RARA, FREQUENTE e QUASI PERMANENTE.

==========
VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE - METODO BIELLE
==========

Dati geometrici
Y = 0.000 m
X = 0.375 m
ζ = arctg(Y/X) = 0.000 °
L = X / cos(ζ) = 0.375 m
W = 0.125 m
Z = 0.125 m
D = 1.000 m
D' = D/2 * √π = 0.886 m
H = 1.800 m
s = 9.0 cm
h = H - s = 1.710 m
h' = 0.85 * h = 1.454 m
s' = h - h' = 0.256 m
θ = arctg(h'/L) = 75.53 °

Area sezione biella compressa
B_T1 = D' * senθ = 0.858 m
B_T2 = 2 * (Z + s'/tgθ) * senθ = 0.370 m
B_T = min(B_T1, B_T2) = 0.370 m
B_L = D' = 0.886 m

Armatura
fi_L = 24.0 mm
sp_L = 0.100 m
i_T = 3.000 m
A_aL = (1ϕ24.0/0.100) * i_T = 135.72 cm²
fi_T = 24.0 mm
sp_T = 0.100 m
i_L = 3.000 m
A_aT = (1ϕ24.0/0.100) * i_L = 135.72 cm²

SLV
Carico efficace sul palo: P_SLV = 124.70 kN
Compressione nel puntone: Ncv = P_SLV / senθ = 128.78 kN
Tiro nella biella tesa: Tv = Ncv * cosθ = 32.17 kN

Tiro longitudifnale: TLv = Tv * cosζ = 32.17 kN
Tiro trasversale: TTv = Tv * senζ = 0.00 kN

SLV - Verifica armatura biella tesa
In direzione longitudinale: σa,L,v = TLv / A_aL = 2.37 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fyd = 391.30 N/mm² --> Verificato
In direzione trasversale: σa,T,v = TTv / A_aT = 0.00 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fyd = 391.30 N/mm² --> Verificato

SLV - Verifica a compressione del puntone
σc,v = Ncv / (B_T * B_L) = 0.39 N/mm²
Tensione di progetto cls: fcd = 14.17 N/mm² --> Verificato

SLU
Carico efficace sul palo: P_SLU = 334.80 kN
Compressione nel puntone: Ncu = P_SLU / senθ = 345.76 kN
Tiro nella biella tesa: Tu = Ncu * cosθ = 86.38 kN
Tiro longitudinale: TLu = Tu * cosζ = 86.38 kN
Tiro trasversale: TTu = Tu * senζ = 0.00 kN

SLU - Verifica armatura biella tesa
In direzione longitudinale: σa,L,u = TLu / A_aL = 6.36 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fyd = 391.30 N/mm² --> Verificato
In direzione trasversale: σa,T,u = TTu / A_aT = 0.00 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fyd = 391.30 N/mm² --> Verificato

SLU - Verifica a compressione del puntone
σc,u = Ncu / (B_T * B_L) = 1.05 N/mm²
Tensione di progetto cls: fcd = 14.17 N/mm² --> Verificato

SLE RARA
Carico efficace sul palo: P_SLER = 249.70 kN
Compressione nel puntone: Ncr = P_SLER / senθ = 257.88 kN
Tiro nella biella tesa: Tr = Ncr * cosθ = 64.42 kN
Tiro longitudinale: TLr = Tr * cosζ = 64.42 kN
Tiro trasversale: TTr = Tr * senζ = 0.00 kN

SLE RARA - Verifica armatura biella tesa
In direzione longitudinale: σa,L,r = TLr / A_aL = 4.75 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydr = 360.00 N/mm² --> Verificato

In direzione trasversale: σa,T,r = TTr / A_aT = 0.00 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydr = 360.00 N/mm² --> Verificato

SLE RARA - Verifica a compressione del puntone
σc,r = Ncr / (B_T * B_L) = 0.79 N/mm²
Tensione di progetto cls: fcdr = 15.00 N/mm² --> Verificato

SLE FREQUENTE
Carico efficace sul palo: P_SLEF = 211.00 kN
Compressione nel puntone: Ncf = P_SLEF / senθ = 217.91 kN
Tiro nella biella tesa: Tf = Ncf * cosθ = 54.44 kN
Tiro longitudinale: TLf = Tf * cosζ = 54.44 kN
Tiro trasversale: TTf = Tf * senζ = 0.00 kN

SLE FREQUENTE - Verifica armatura biella tesa
In direzione longitudinale: σa,L,f = TLf / A_aL = 4.01 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydLf = 213.00 N/mm² --> Verificato
In direzione trasversale: σa,T,f = TTf / A_aT = 0.00 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydTf = 222.00 N/mm² --> Verificato

SLE QUASI PERMANENTE
Carico efficace sul palo: P_SLEQP = 101.30 kN
Compressione nel puntone: Ncq = P_SLEQP / senθ = 104.62 kN
Tiro nella biella tesa: Tq = Ncq * cosθ = 26.14 kN
Tiro longitudinale: TLq = Tq * cosζ = 26.14 kN
Tiro trasversale: TTq = Tq * senζ = 0.00 kN

SLE QUASI PERMANENTE - Verifica armatura biella tesa
In direzione longitudinale: σa,L,q = TLq / A_aL = 1.93 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydLq = 173.00 N/mm² --> Verificato
In direzione trasversale: σa,T,q = TTq / A_aT = 0.00 N/mm²
Tensione di progetto acciaio: fydTq = 182.00 N/mm² --> Verificato

SLE QUASI PERMANENTE - Verifica a compressione del puntone
σc,q = Ncq / (B_T * B_L) = 0.32 N/mm²
Tensione di progetto cls: fcdq = 11.25 N/mm² --> Verificato

12.4 VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO)

12.4.1 Introduzione

In questo capitolo sono riportate le verifiche di sicurezza geotecniche delle fondazioni. In particolare, sono state eseguite le verifiche di capacità portante verticale ed orizzontale.

L'approccio adottato è "l'approccio 1 (A1+M1+R3)".

Le caratteristiche dei pali di entrambe le spalle sono le seguenti:

- Diametro: 1200 mm
- Lunghezza: Indicata nel paragrafo pertinente per ciascuna fondazione
- Tipologia: Trivellato

I valori dei fattori considerati per il calcolo sono riportati di seguito:

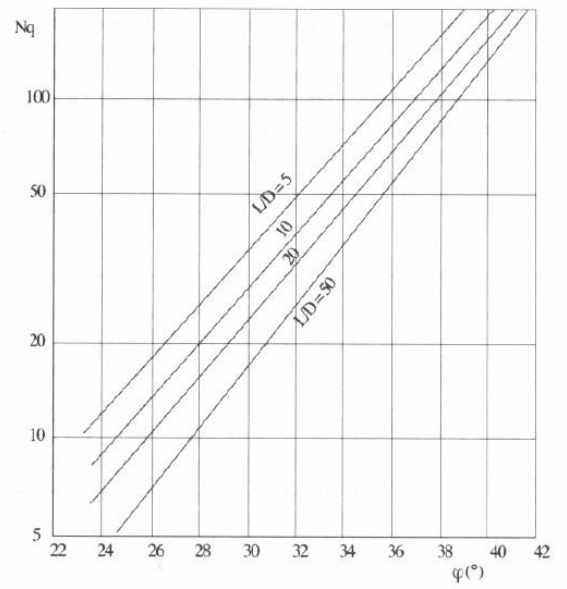


Figura 45: Fattore di capacità portante

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento sciolto	denso	Valori di μ
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	tg20° = 0,36
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	tg (3φ/4)
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	tg φ
Trivellato	0,5	0,4	tgφ
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	tg φ

Tab. 13. 2. Valori di k e μ (eq. 13.8)

Il fattore a è stato valutato in accordo con le raccomandazioni AGI.

La capacità portante caratteristica è stata valuta secondo le seguenti:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}$$

I fattori di correlazione considerati sono riportati nella seguente tabella

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

I fattori di parziali di sicurezza considerati per la valutazione della capacità portante di progetto sono riportati nella seguente tabella.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

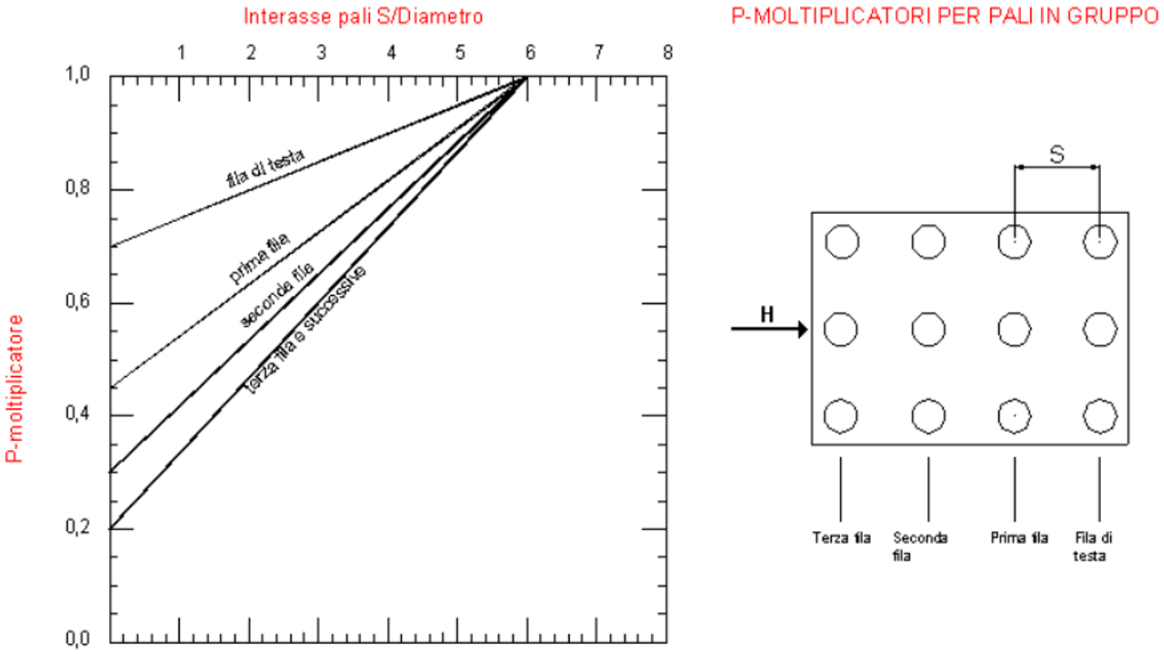
La falda, cautelativamente è stata considerata al livello di piano campagna per ogni sottostruttura.

La capacità portante orizzontale è stata valutata secondo la formulazione di Broms.

Il coefficiente di sicurezza considerato è il seguente:

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Alla capacità portante orizzontale è stata poi associata una efficienza valutata con la formulazione di Mokwa:

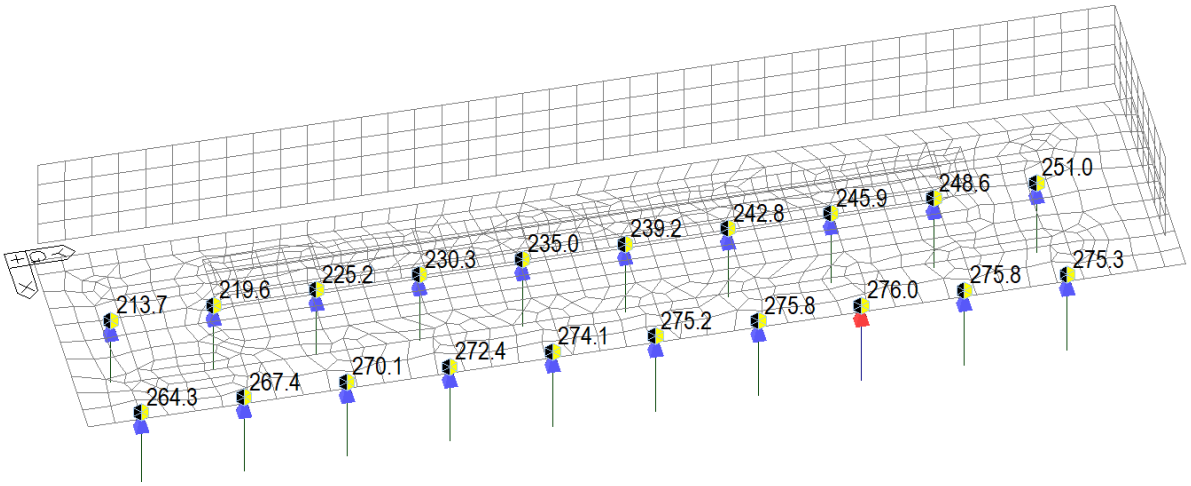


La caratterizzazione geologica è stata eseguita in accordo con quanto riportato nella relazione geologica.

12.4.2 Spalla Sponda destra

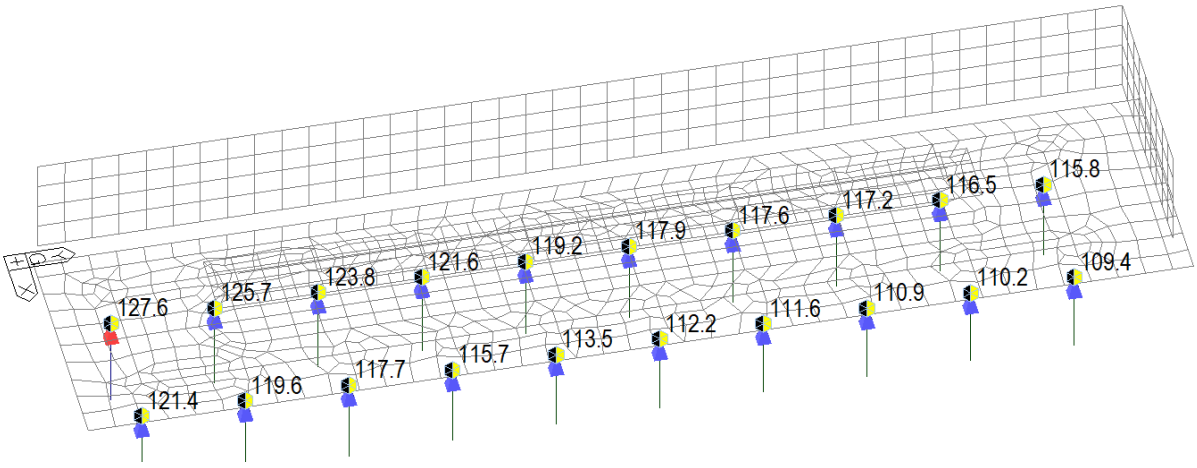
12.4.2.1Capacità portante verticale

Nella seguente immagine sono riportate le azioni assiali agenti sui pali nella condizione di inviluppo SLU.



La massima azione assiale risulta pari a 276 kN

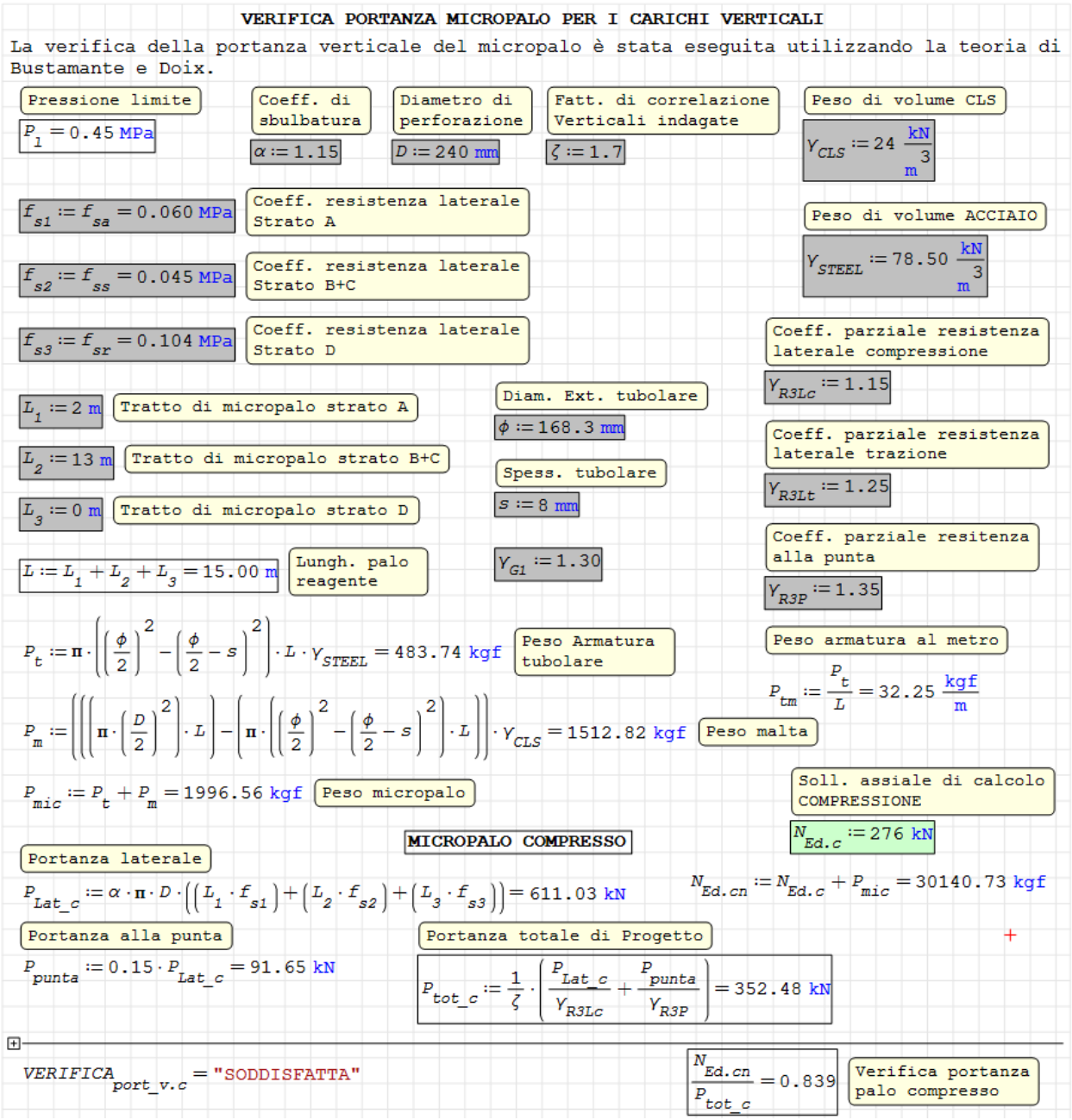
Nella seguente immagine sono riportate le azioni assiali agenti sui pali nella condizione di inviluppo SLV.



La massima azione assiale risulta pari a 127.6 KN

I pali della spalla lato presentano una lunghezza pari a 15 m.

Nella seguente immagine è riportata la verifica.



La verifica risulta soddisfatta .

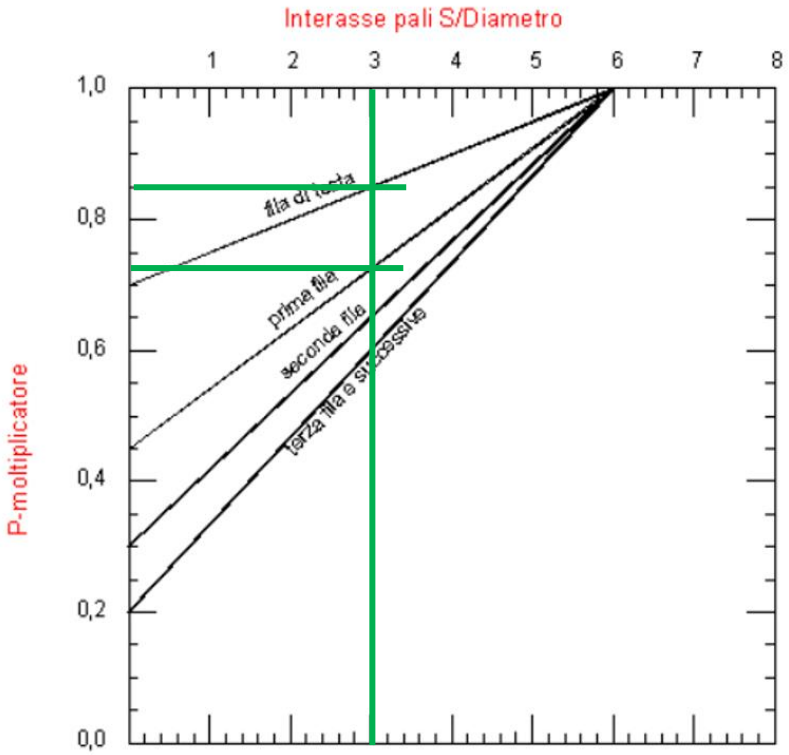
12.4.2.2 Capacità portante orizzontale

Nella seguente tabella sono riportati i valori risultanti del taglio alla base della Spalla per la condizione SLU e la condizione SLV.

Pile			
Load	FX (kN)	FY (kN)	VEd [kN]
SLU (all)	-691	45	693
SLU (max)	-271	45	275
SLU (min)	-691	29	692
INV_SLV(all)	-530	423	678
INV_SLV(max)	512	423	665
INV_SLV(min)	-530	-420	676

Il taglio massimo agente sulla palificata risulta pari a 693 kN

Per il calcolo della capacità portante orizzontale della palificata è stata considerata l'efficienza media, se ne riporta il calcolo di seguito.



	E	n_{pali}	E*n
Fila di testa	0.87	10	8.7
Prima fila	0.7	10	7

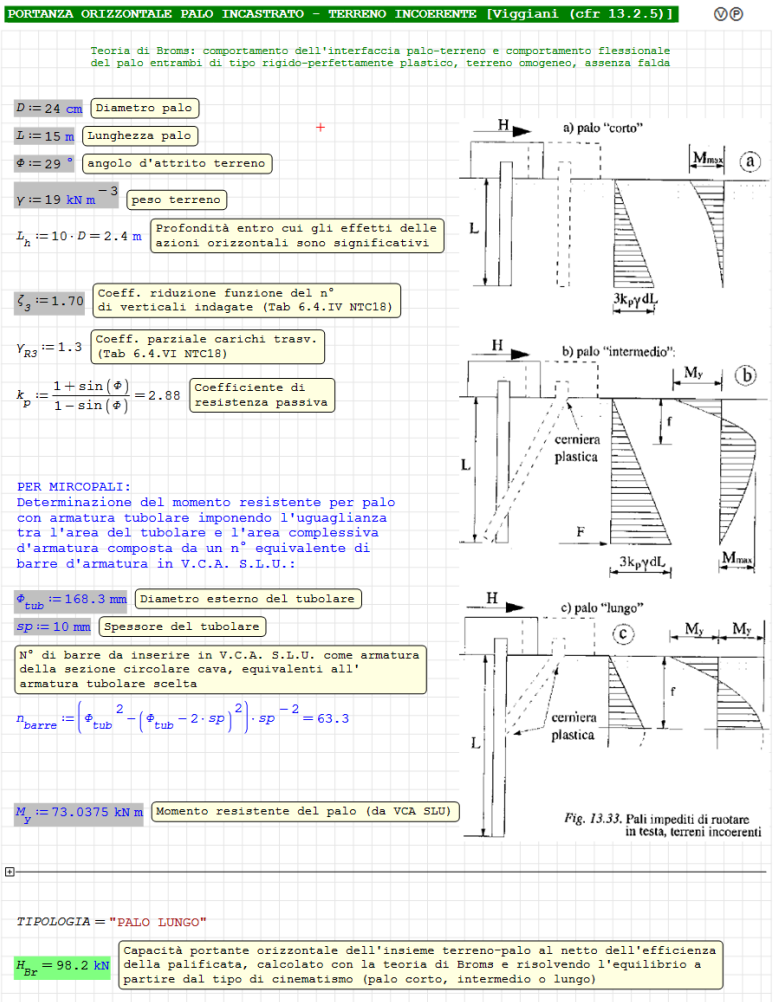
L'efficienza media risulta pari a 0.785.

Nella seguente immagine è riportato il calcolo del momento plastico del palo.
Il palo presenta le seguenti caratteristiche:

- Diametro 240 mm
- Armatura : tubolare 168.3*8

Per il calcolo del momento resistente plastico è stato considerata agente l'azione assiale minima agente sui pali nelle condizioni SLV.

Nelle seguenti immagini è riportato il calcolo della capacità portante orizzontale.



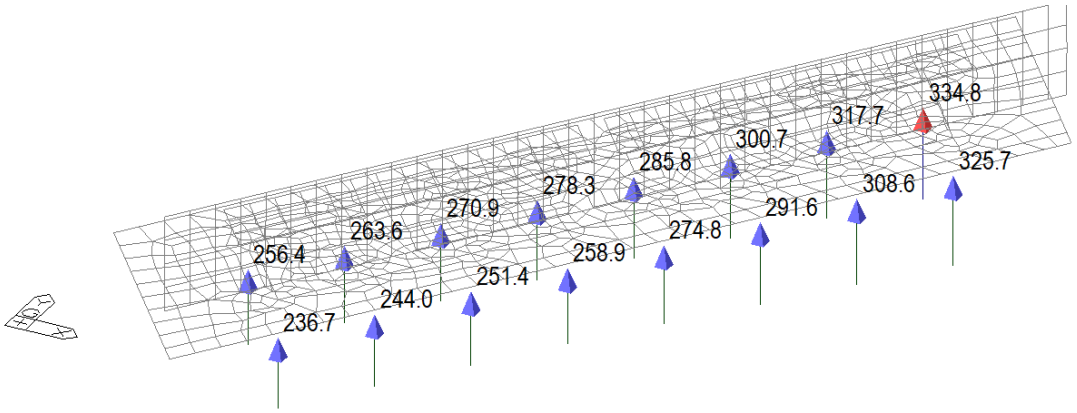
Diametro palo	D	0.24	m
interasse pali	i	0.75	m
Efficienza	E	0.785	
Capacità portante orizzontale di calcolo	H_{Br}	98.2	kN
Fattore di correlazione	x	1.7	
Fattore parziale di sicurezza	g	1.35	
Capacità portante orizzontale	H_{lim}	42.78	kN
Quantità pali	n	20	
Capacità portante orizzontale di progetto	$H_{lim,Rd}$	855.6	kN

Verifica **H_{Rd} = 855.6 kN > 693 kN = V_{Ed}** **Verifica soddisfatta**

12.4.3 Spalla Sponda Sinistra

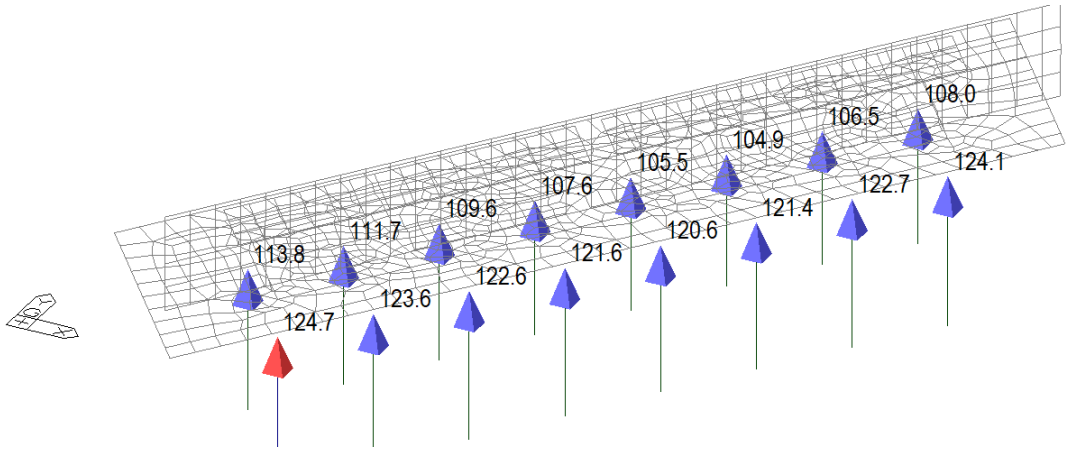
12.4.3.1Capacità portante verticale

Nella seguente immagine sono riportate le azioni assiali agenti sui pali nella condizione di inviluppo SLU.



La massima azione assiale risulta pari a 334.8 kN

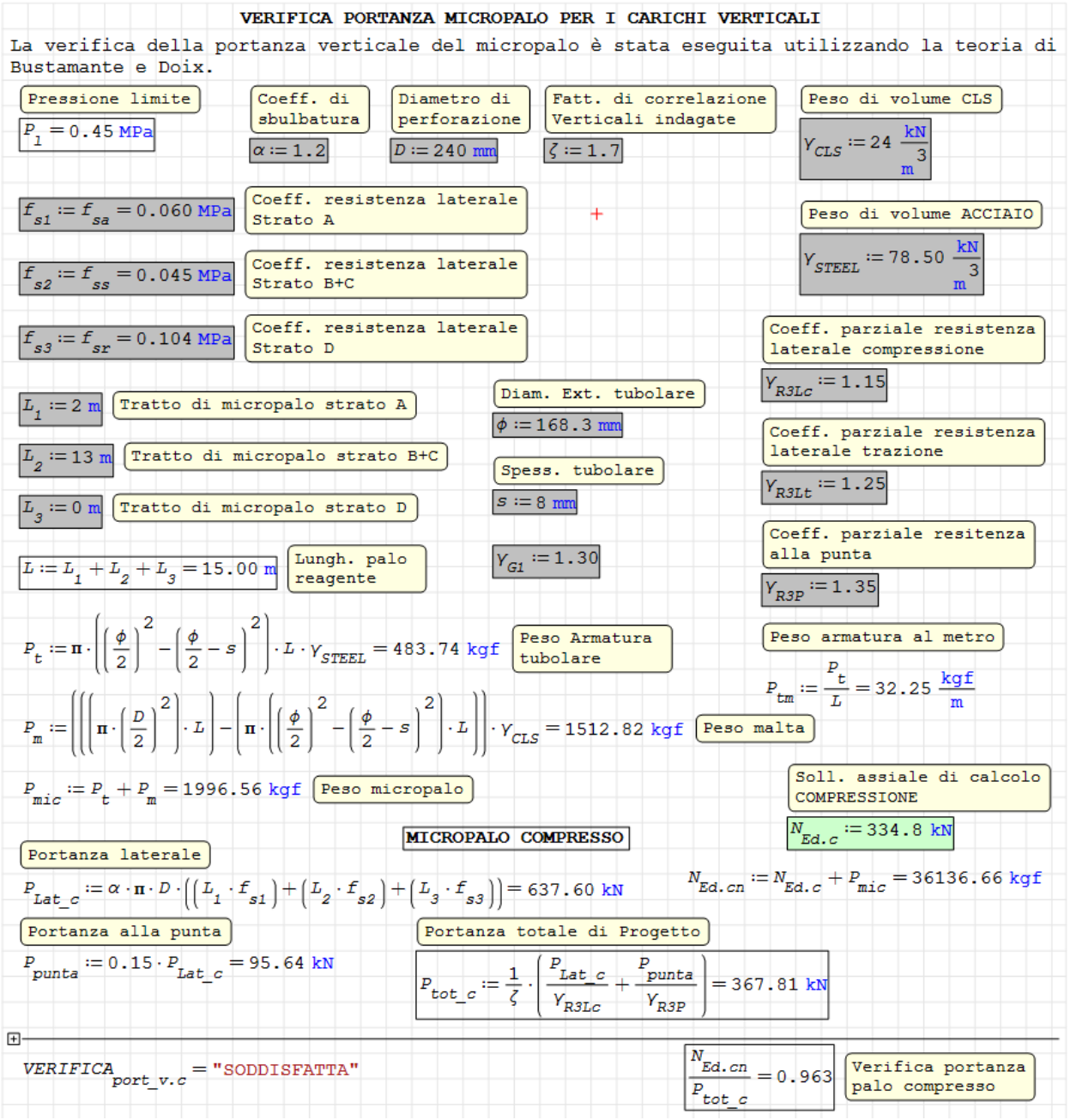
Nella seguente immagine sono riportate le azioni assiali agenti sui pali nella condizione di inviluppo SLV.



La massima azione assiale risulta pari a 124.7 KN

I pali della spalla lato presentano una lunghezza pari a 15 m.

Nella seguente immagine è riportata la verifica.



La verifica risulta soddisfatta .

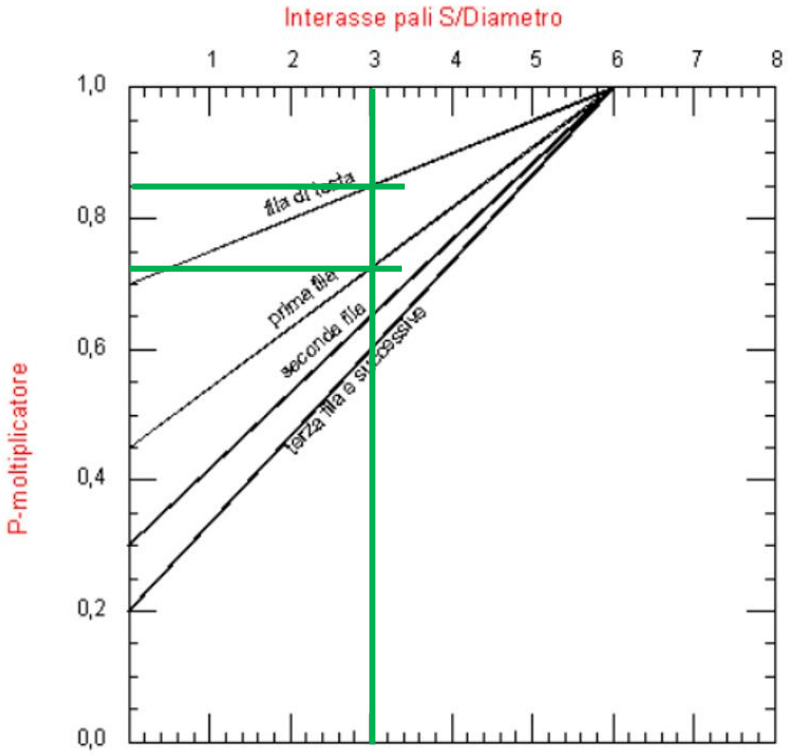
12.4.3.2 Capacità portante orizzontale

Nella seguente tabella sono riportati i valori risultanti del taglio alla base della Spalla per la condizione SLU e la condizione SLV.

Spalla sponda SX			
Load	FX (kN)	FY (kN)	VEd [kN]
SLU (all)	219	-163	273
SLU (max)	219	-123	251
SLU (min)	165	-163	232
INV_SLV(all)	187	-191	267
INV_SLV(max)	187	293	348
INV_SLV(min)	-174	-303	349

Il taglio massimo agente sulla palificata risulta pari a 350 kN

Per il calcolo della capacità portante orizzontale della palificata è stata considerata l'efficienza media, se ne riporta il calcolo di seguito.



	E	n_{pali}	E*n
Fila di testa	0.87	8	6.96
Prima fila	0.7	8	5.6

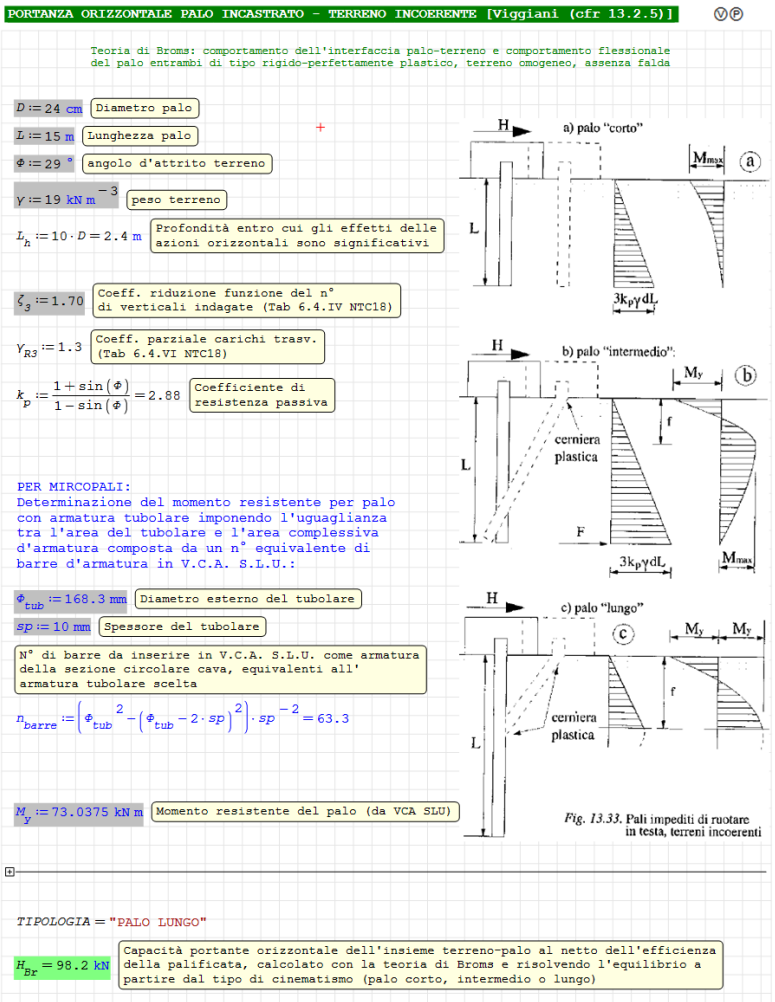
L'efficienza media risulta pari a 0.785.

Nella seguente immagine è riportato il calcolo del momento plastico del palo.
Il palo presenta le seguenti caratteristiche:

- Diametro 240 mm
- Armatura : tubolare 168.3*8

Per il calcolo del momento resistente plastico è stato considerata agente l'azione assiale minima agente sui pali nelle condizioni SLV.

Nelle seguenti immagini è riportato il calcolo della capacità portante orizzontale.



Diametro palo	D	0.24	m
interasse pali	i	0.75	m
Efficienza	E	0.785	
Capacità portante orizzontale di calcolo	H_{Br}	98.2	kN
Fattore di correlazione	x	1.7	
Fattore parziale di sicurezza	g	1.3	
Capacità portante orizzontale	H_{lim}	44.43	kN
Quantità pali	n	16	
Capacità portante orizzontale di progetto	$H_{lim,Rd}$	711	kN

Verifica **H_{Rd} = 711 kN > 349 kN = V_{Ed}** **Verifica soddisfatta**