



PROVINCIA FORLÌ'-CESENA

Servizio Tecnico Infrastrutture, Trasporti e Pianificazione Territoriale

Comuni di Longiano, Gambettola e Gatteo

COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 9 "EMILIA" IN LOCALITA' SAN GIOVANNI IN COMPITO E IL CASELLO AUTOSTRADALE A 14 "VALLE DEL RUBICONE" STRALCIO DI COMPLETAMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO :

CAVALCAFERROVIA LINEA BOLOGNA - RIMINI KM 93+402

TOMBINAMENTO FOSSO MACERI

RELAZIONE DI CALCOLO

SCALA :

TAV.	N.	Revisione	Data :
R.1.02.01	0	Emissione	

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

ing. Stefano Rastelli

IL PROGETTISTA GENERALE

Stefano Cassarini
ing. Stefano Cassarini

STIGEA
Bologna

IL PROGETTISTA DELL'OPERA

ing. Alessandro Gostoli



Revisione X del XX.XX.XXXX

INDICE

PREMESSA

INDIVIDUAZIONE DELLE OPERE

NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI

CAVALCA-FERROVIA

OPERA ESISTENTE

INTERVENTI DI PROGETTO

ANALISI PRELIMINARE RILIEVI E INDAGINI

RELAZIONE SUI MATERIALI

RELAZIONE GEOTECNICA

ANALISI DEI CARICHI

COMBINAZIONE DELLE AZIONI

MODELLAZIONE STRUTTURALE

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

SOLLECITAZIONI E VERIFICA SOLETTA

SOLLECITAZIONI E VERIFICA TRAVI IMPALCATO

SOLLECITAZIONI E VERIFICA TRAVERSI

DIMENSIONAMENTO, SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI APPOGGI

VERIFICA SPOSTAMENTI ALLO SLO

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PULVINI

SOLLECITAZIONI E VERIFICA SETTI

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PLINTI

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALI

VERIFICA PORTANZA FONDAZIONE

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA CORDOLI PER BARRIERE STRADALI

DIMENSIONAMENTO GIUNTI DI DILATAZIONE

TOMBINAMENTO FOSSO MACERI

INTERVENTO DI PROGETTO

RELAZIONE DI CALCOLO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

ANALISI DI CARICHI

VERICHE ELEMENTI SCATOLARI

TABULATI DI CALCOLO

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA CORDOLI PER BARRIERE STRADALI

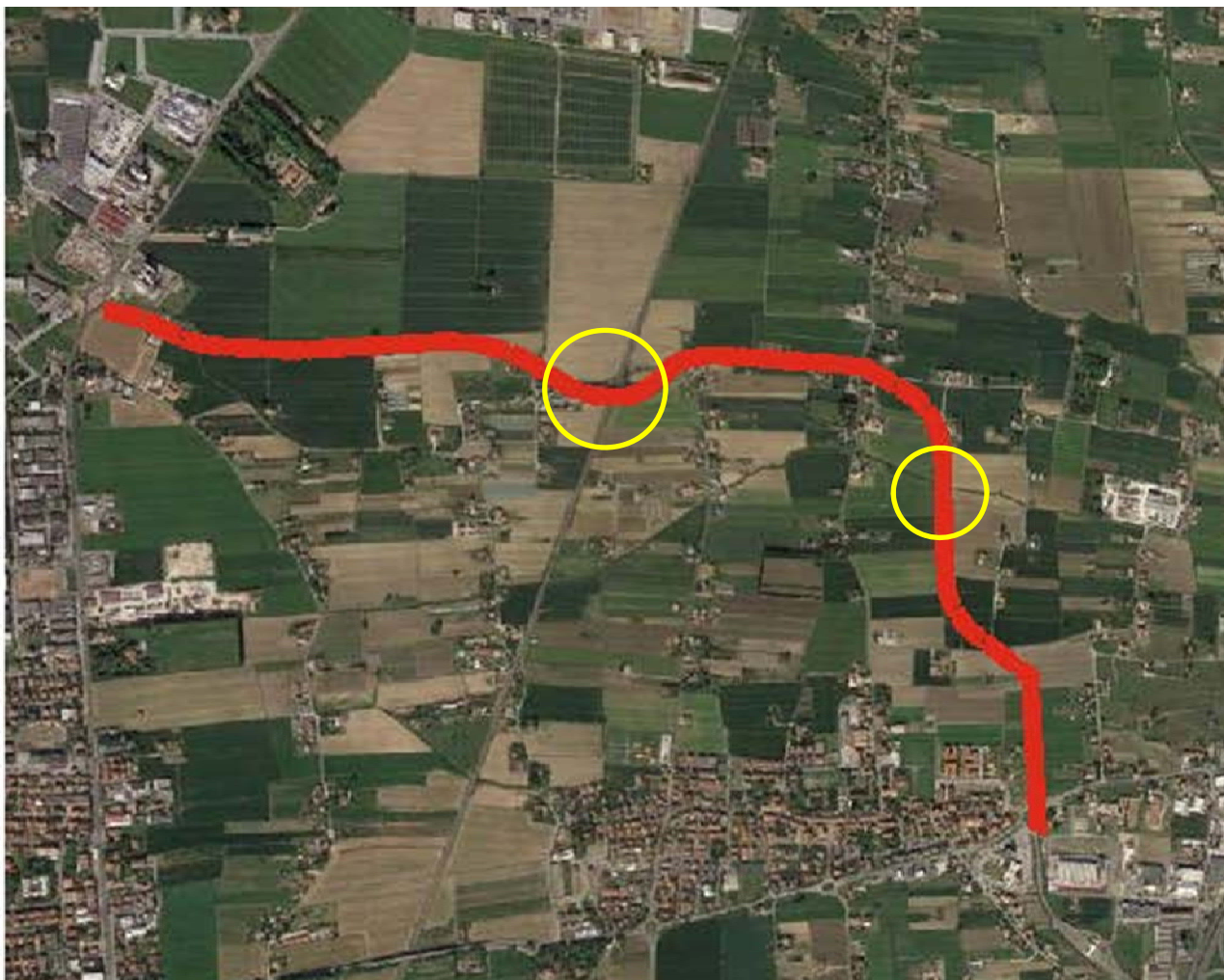
PREMESSA

Il presente documento costituisce la "**Relazione di calcolo**" avente per oggetto gli interventi su opere d'arte:

- ampliamento / adeguamento del cavalca-ferrovia posto al km 93+402 della linea Bologna-Rimini
- tombinamento del fosso Maceri, in Comune di Gatteo (FC)

che si inseriscono nel più generale progetto di realizzazione di nuovo collegamento tra la S.S. 9 "Emilia" in località San Giovanni in Compito e il casello autostradale A14 "Valle del Rubicone" redatto dall'Ing. Stefano Cassarini della Stigea s.r.l. via Irnerio 10, 40126 Bologna (BO).

Il committente è la Provincia di Forlì - Cesena Piazza Giovan Battista Morgagni 9, 47121 Forlì (FC).



La progettazione architettonica e strutturale delle opere è stata eseguita sulla base delle indicazioni di progetto della nuova costruzione stradale prevista che dalla S.S. 9 "Via Emilia" in località San Giovanni in Compito, Comune di Longiano, per una lunghezza del tracciato stradale di m. 3.500, arriva fino al casello autostradale "Valle del Rubicone" in Comune di Gatteo.

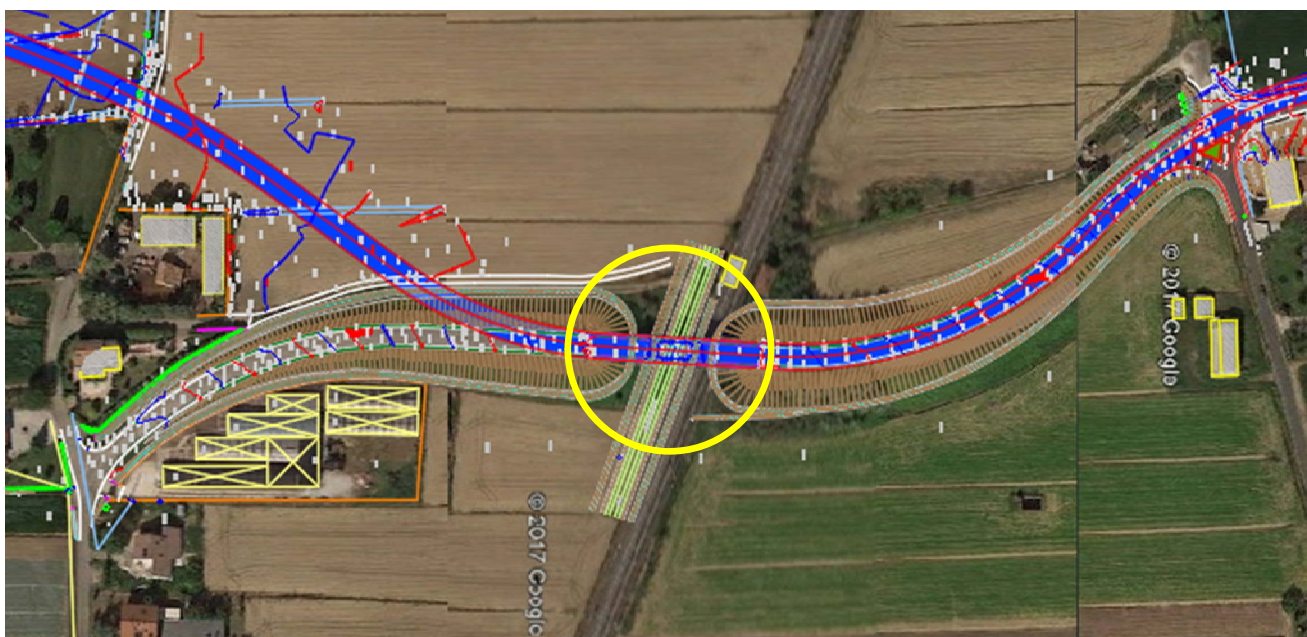
Per il cavalca-ferrovia è previsto l'allargamento e l'adeguamento della sezione stradale al tipo C2 del D.M. 5.11.2001 (ml 9,50) oltre ai cordoli laterali delle dimensioni necessarie all'installazione dei dispositivi di ritenuta e nuovi marciapiedi, nel rispetto del D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)

La realizzazione del tracciato di collegamento di nuovo impianto tra la SP 62 e la rotonda di accesso al Casello Autostradale sulla SP 33, richiede invece il tombinamento del fosso a cielo aperto denominato "Maceri", in prossimità della località Case S. Antonio.

INDIVIDUAZIONE DELLE OPERE

Le opere sono ubicate nel Comune di Gatteo (FC)

- il **cavalca-ferrovia** consente attualmente il superamento dell'asse ferroviario Bologna – Rimini al km 93+402 lungo la strada comunale via Gualdo in prossimità di diverse agglomerati minori in comune di Gatteo. L'opera, sostitutiva del passaggio al livello al km 93+402 dell'asse ferroviario Bologna – Rimini in comune di Gatteo (FC), è stata progettata nel 1986 dal Dott. Ing. Roberto Tassinari iscritto all'Albo della Provincia di Ravenna al n.416 e realizzata nel 1990 dall'Impresa Concessionaria C.M.C. Cooperativa Muratori e Cementisti s.r.l. di Ravenna.



- il fosso Maceri è attualmente un fosso consorziale a cielo aperto che ricade nel tratto di nuovo impianto dell'asse di collegamento in prossimità della località case S. Antonio



NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI

Il dimensionamento delle strutture è stato svolto secondo le regole della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni; l'analisi è stata svolta secondo la teoria degli Stati Limite, effettuando le verifiche in accordo con le seguenti normative:

- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380:
Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia
- Circolare n. 617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:
Istruzioni per l'applicazione "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- D.M. 17 gennaio 2018:
Norme tecniche per le costruzioni
- UNI EN 206-1:2016
Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI EN ISO 15630-1:2010
Acciaio per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso - Metodi di prova - Parte 1: Barre, rotoli e fili per calcestruzzo armato
- UNI EN 10025-1:2005
Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 1: Condizioni tecniche generali di fornitura
- UNI-EN 11104:2016
Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI EN 15050:2012
Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi da ponte
- UNI EN 14844:2012
Prodotti prefabbricati di calcestruzzo - Elementi scatolari
- UNI EN 13369:2018
Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo
- UNI-EN 1991-1-1:2004 - Eurocodice 1:
Azioni sulle strutture. Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- UNI-EN 1991-2:2005 - Eurocodice 1:
Azioni sulle strutture. Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- UNI-EN 1992-1-1:2015 - Eurocodice 2:
Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 - Eurocodice 2:
Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI-EN 1997-1:2013 - Eurocodice 7:
Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali
- UNI-EN 1998-1:2013 - Eurocodice 8:
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI-EN 1998-2:2011 - Eurocodice 8:
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 2: Ponti

CAVALCA-FERROVIA

OPERA ESISTENTE

Lo stato attuale del cavalca-ferrovia oggetto di intervento è stato definito sulla base di

- documentazione di archivio reperita presso il comune di Gatteo
 - progetto 1986 a firma Dott. Ing. Roberto Tassinari
 - verbale prove di carico 14.10.1988
 - allegato "AB" al verbale prove di carico
 - certificato di collaudo statico 09.10.1990
- documentazione di archivio reperita presso C.M.C. Cooperativa Muratori e Cementisti s.r.l. di Ravenna
 - trave tipo 100/120/70 campata centrale (ordinativo 10.11.1987)
 - trave tipo 100/120/70 campate laterali (ordinativo 10.11.1987)
 - relazione di calcolo trave tipo 100/120/70 campata centrale C.M.C. Ravenna
 - relazione di calcolo trave tipo 100/120/70 campate laterali C.M.C. Ravenna
- documentazione di rilievo disposta dalla Provincia di Forlì - Cesena
 - rilievo plano-altimetrico 2018
a supporto del progetto di "Collegamento S.S. 9 Emilia e Casello A 14 Valle del Rubicone"
- documentazione geologica
 - indagine geologica 2018 disposta dalla Provincia di Forlì - Cesena e condotta da CASADIO & CO. di Casadio Mario di Forlì a supporto del progetto di "Collegamento S.S. 9 Emilia e Casello A 14 Valle del Rubicone"
- rilievo visivo e fotografico
- rapporto di prova e indagine sui materiali disposta dalla Provincia di Forlì - Cesena e condotta da Labcontrols laboratorio tecnico e collaudi di Cesena



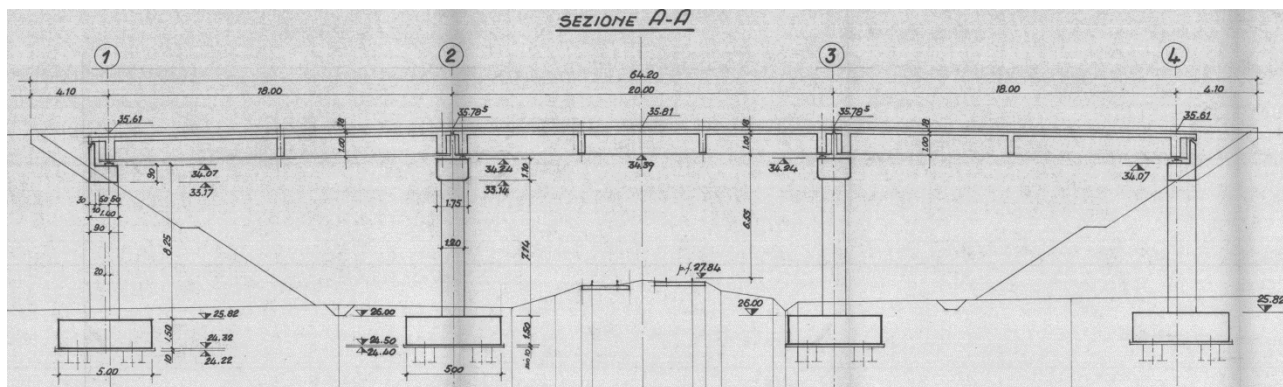
Il cavalca-ferrovia esistente ha una lunghezza complessiva di 57,84 m e presenta 3 campate semplicemente appoggiate, aventi luce:

- per la campata centrale di 18,95 m, con interasse pile di 20,00 m;
- per le campate laterali di 17,47 m, con interasse pile di 18,00 m;

L'impalcato è complessivamente largo 9,50 m ed è formato da una carreggiata di 7 m e da 2 marciapiedi larghi 1,25 m.



Ognuna delle campate laterali presenta 5 travi 120x100 cm di interasse 1,99 m, mentre la campata centrale ha 6 travi 120x100 cm di interasse 1,592 m.



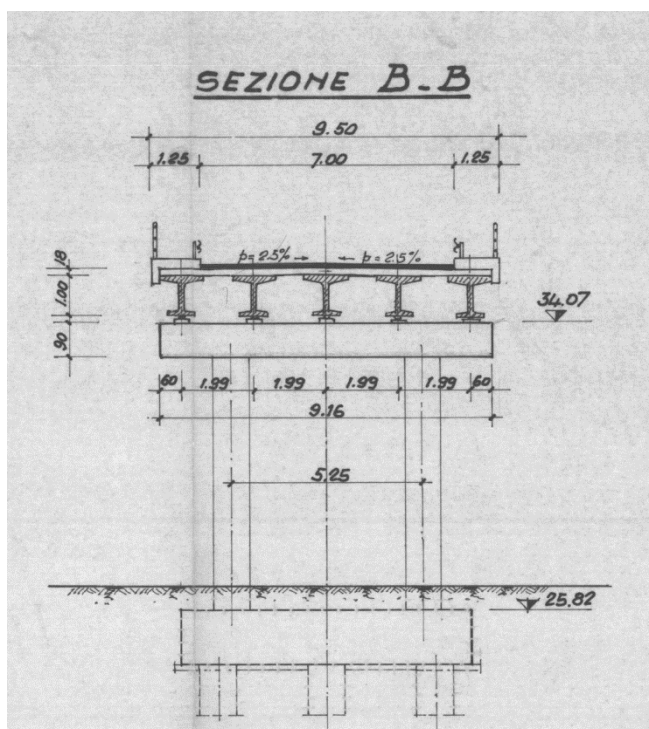
progetto 1986 sezione longitudinale

Tutte le travi dell'impalcato, prefabbricate in C.A.P., a doppio T ad ala larga con altezza di 100 cm, spessore dell'anima di 12 cm e dell'ala inferiore 70 cm; sono appoggiate su baggioli di dimensioni 30 x 45 cm, ed altezza variabile con cuscinetti in neoprene dello spessore di 2,6 cm e delle dimensioni di 20 x 35 cm.

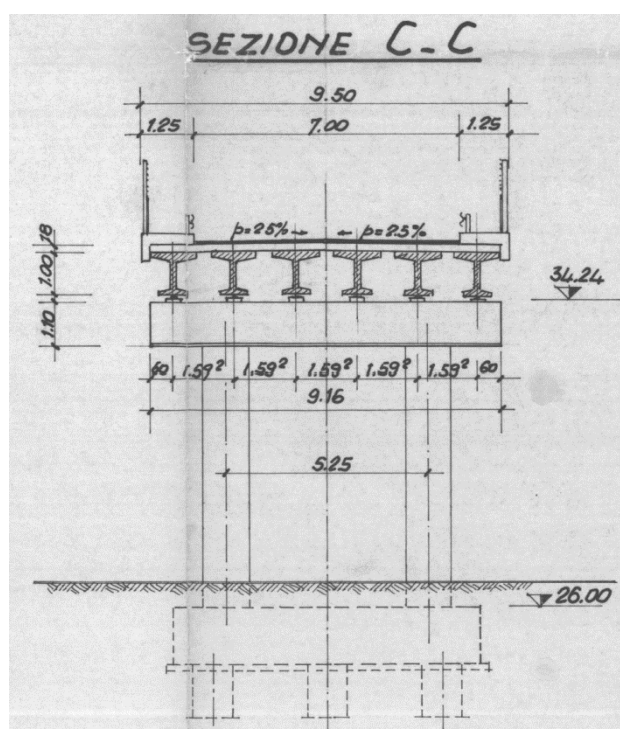
Le solette gettate in opera hanno spessore minimo di 16 cm con sottostanti lastre prefabbricate di spessore 4 cm.

I traversi dell'impalcato centrale sono 4 di cui 2 in campata dello spessore di 30 cm e 2 sugli appoggi dello spessore di 45 cm.

Gli impalcati laterali hanno un traverso in campata dello spessore di 30 cm e 2 sugli appoggi dello spessore di 45 cm.



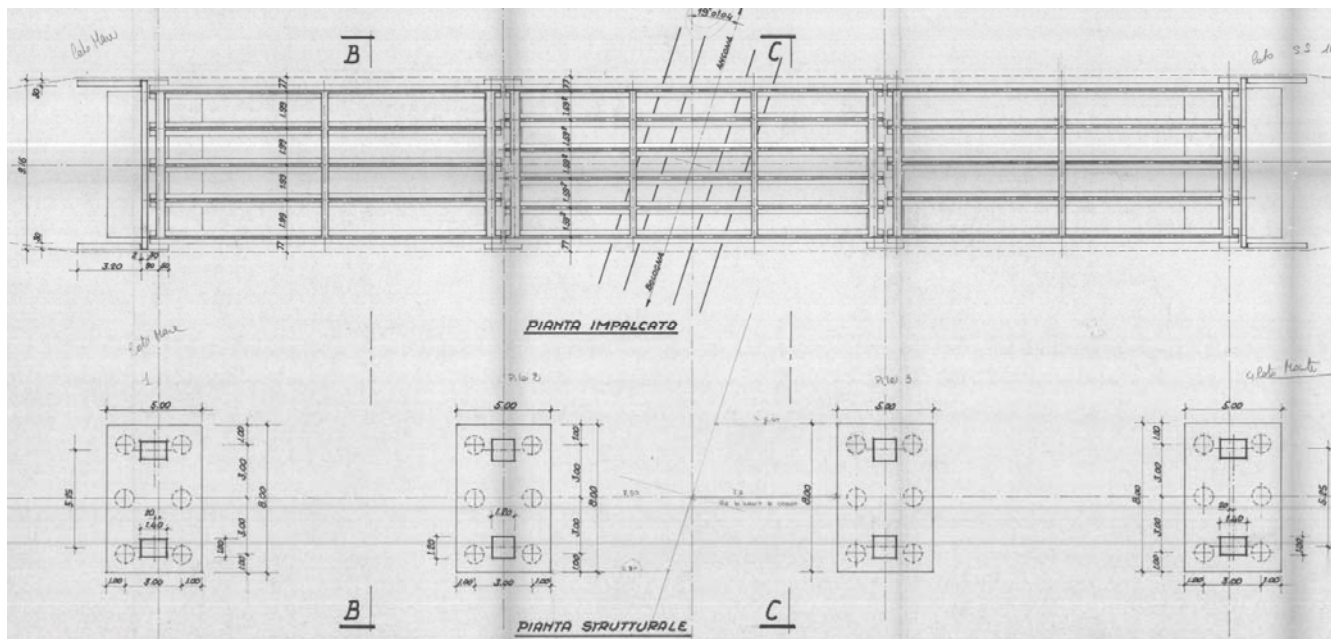
progetto 1986 sezione campate laterali



progetto 1986 sezione campata centrale

Le pile sono fondate ognuna su 6 pali di diametro 100 cm e lunghezza 19,00 m, collegati in testa da un plinto con dimensioni in pianta di 5,00 x 8,00 m e spessore 1,50 m.

In elevazione le pile sono formate da 2 pilastri a sezione quadrata di lato 1,20 m aventi altezza, tra estradosso del plinto di fondazione ed intradosso del pulvino, pari a 7,14 m, posti ad interasse di 5,25 m, e sostenenti un pulvino con sezione 175x110 cm e lunghezza 916 cm.

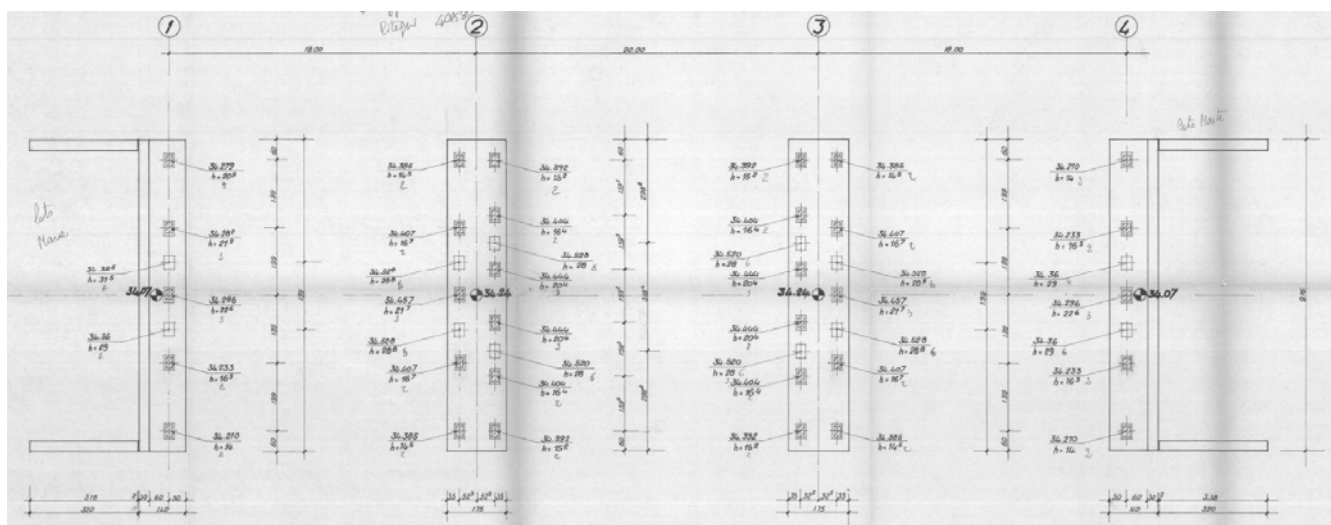


progetto 1986 impalcato e fondazioni

Le spalle, del tipo passante, sono fondate ognuna su 6 pali con diametro 100 cm e lunghezza di 37 m collegati in testa da un plinto di fondazione con dimensioni in pianta di 5,00 x 8,00 m e di spessore 1,50 m.

In elevazione le spalle sono formate da 2 pilastri con interasse di 5,25 m, con dimensioni in pianta pari a 1,00 x 1,40 m, ed in altezza, tra l'estradosso del plinto di fondazione ed intradosso del pulvino, pari a 7,35 m.

Le spalle sostengono un pulvino di 140 x 90 cm e lunghezza 916 cm.



progetto 1986 pulvini /appoggi/ritegni

I giunti per la sola campata centrale sono in gomma armata.

INTERVENTI IN PROGETTO

illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

L'intervento in progetto sul cavalca-ferrovia prevede le seguenti lavorazioni:

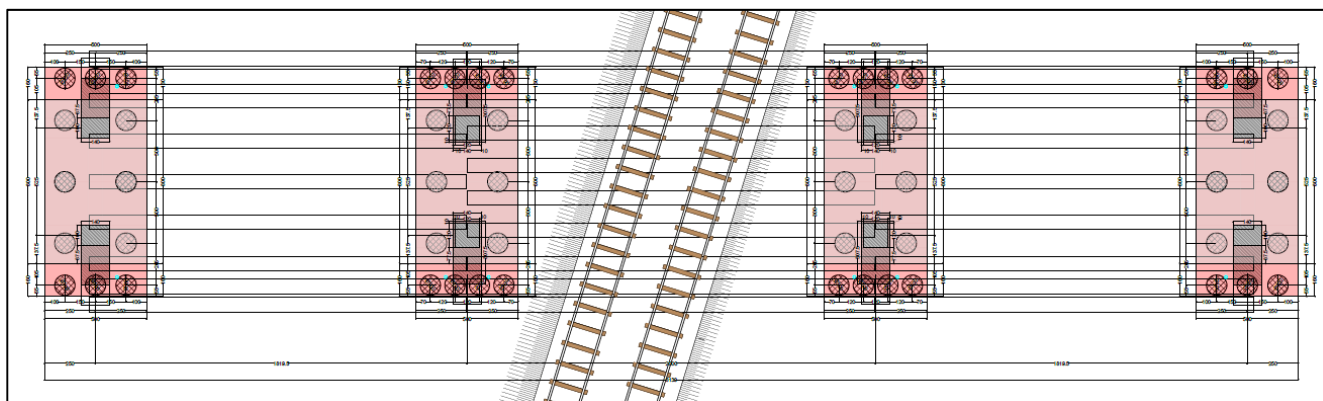
1) interventi di ampliamento consolidamento delle fondazioni

Per la realizzazione dell'ampliamento della sezione del cavalca ferrovia, si prevede di integrare/rafforzare le fondazioni esistenti con

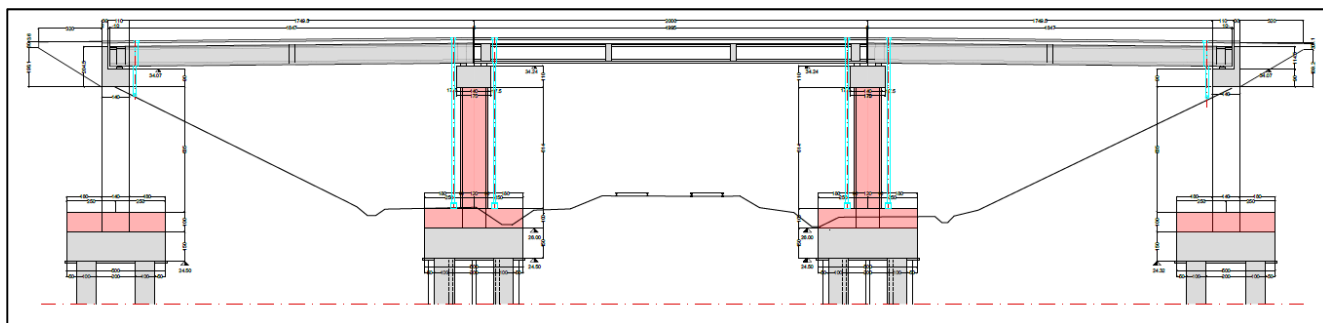
- **pali aggiuntivi** disposti sul perimetro dei plinti esistenti, collegati a
- **nuovi plinti gettati al di sopra dei plinti esistenti** e ad essi collegati con opportuni inghisaggi.

Tale soluzione tecnica consentirà di

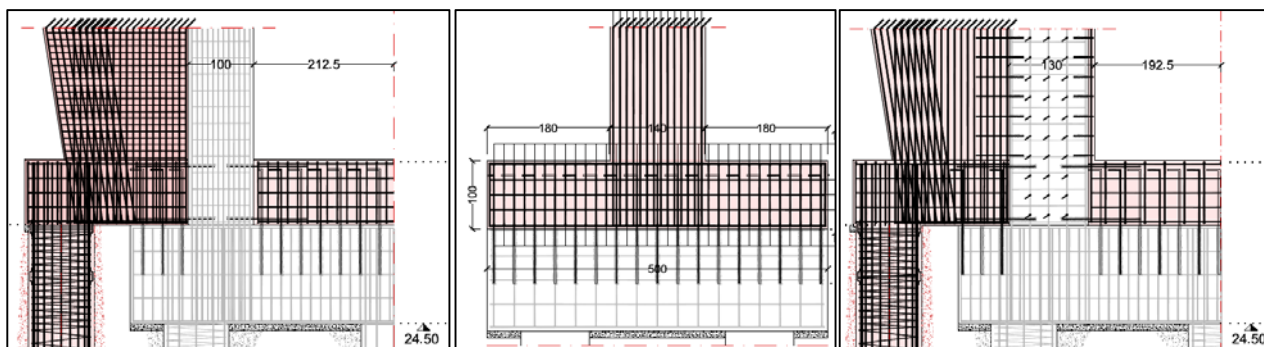
- ridurre gli scavi sia in profondità (il nuovo plinto è realizzato su quello esistente) che per l'estensione (il nuovo plinto rimane contenuto sull'impronta della fondazione esistente con il solo aggetto di 1,10 ml sui due lati più corti ovvero per il minimo necessario ad intercettare i nuovi pali previsti in aderenza).
- garantire la realizzazione di idonei pali e plinti di fondazione per i carichi di progetto



- ampliamento fondazioni e linea ferroviaria



ampliamento fondazioni sui plinti esistenti

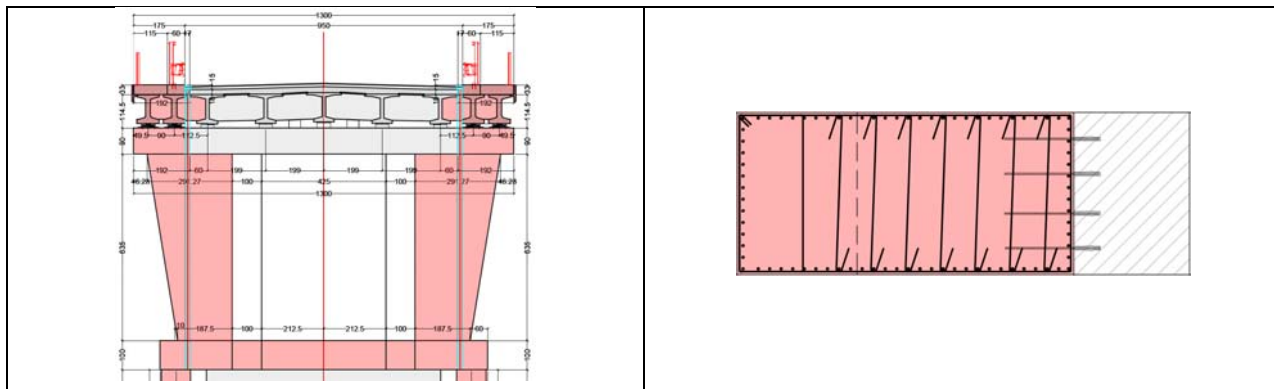


pali e ampliamento fondazione sul plinto esistente

2) Interventi di ampliamento / consolidamento delle strutture in elevazione spalle

Si prevede la realizzazione di nuovi setti in elevazione in aderenza ai pilastri esistenti 100x140 cm e ad essi collegati con opportuni inghisaggi.

I nuovi setti avranno una sezione rastremata, minima sui nuovi plinti e massima sui nuovi pulvini che sorreggono le travi laterali di ampliamento.

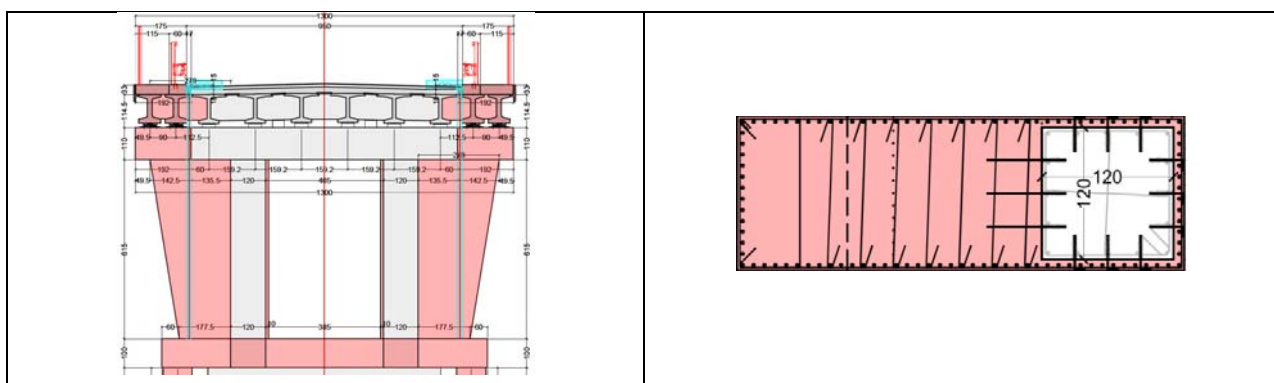


Setti e ampliamento pulvino e fondazione delle spalle

3) Interventi di ampliamento / consolidamento delle strutture in elevazione pile

Si prevede la realizzazione di una incamiciatura delle pile di 10 cm in modo da ricondurre lo spessore di tutte le elevazioni a cm 140 e nuovi setti in elevazione in aderenza alle pile.

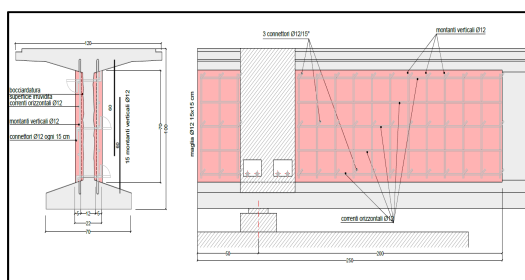
I nuovi setti avranno una sezione rastremata, minima sui nuovi plinti e massima sui nuovi pulvini che sorreggono le travi laterali di ampliamento.



Setti e ampliamento pulvino e fondazione delle pile

4) interventi di consolidamento delle travi esistenti

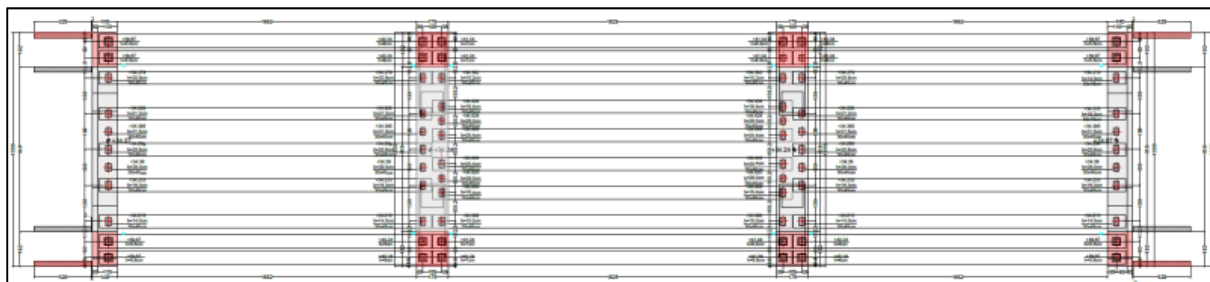
Verrà realizzato il consolidamento per la resistenza a taglio dell'anima delle travi esistenti in corrispondenza degli appoggi con ringrosso della sezione. Per l'intervento si impiegherà malta cementizia premiscelata, tixotropica, fibrorinforzata, ad espansione contrastata in aria, specifica per il ripristino di strutture in c.a. applicata con armature integrative e connettori.



Sezione e prospetto laterale della trave esistente consolidata

5) interventi di ampliamento dei pulvini

Prolungamento dello sviluppo longitudinale dei pulvini alle due estremità a sostegno delle nuove travi di ampliamento laterali all'attuale impalcato.

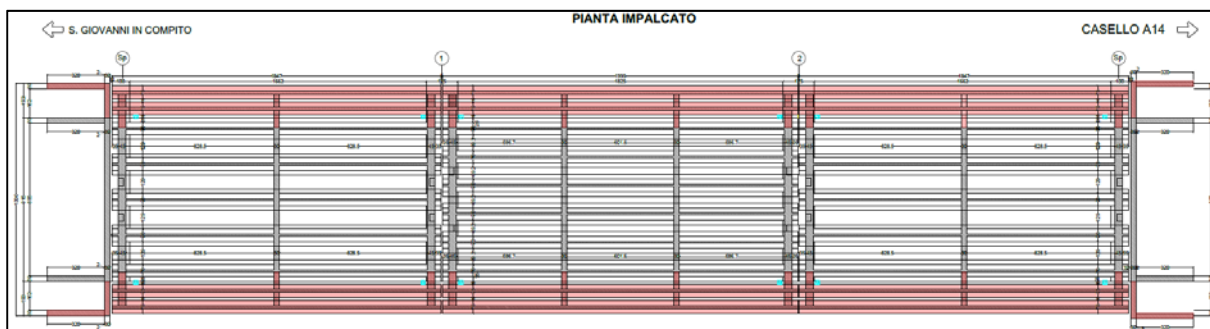


pianta impalcato con i nuovi pulvini di ampliamento

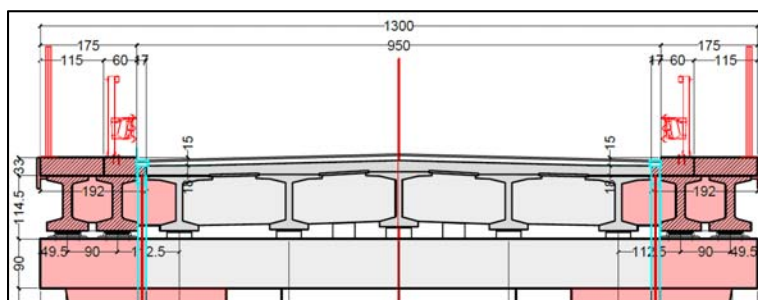
6) interventi di ampliamento impalcato

Inserimento di due travi prefabbricate in C.A.P. in ampliamento dei due fianchi del cavalca-ferrovia su appoggi fissi cedevoli.

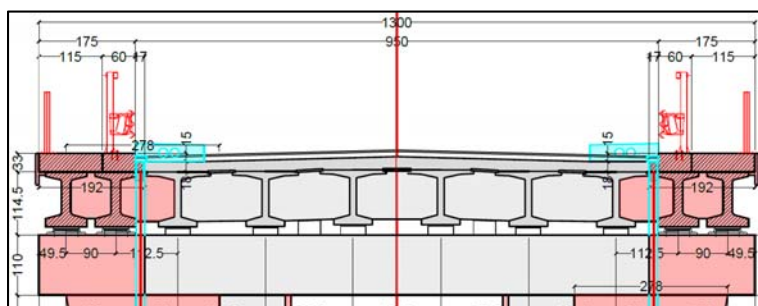
L'ampliamento della soletta dell'impalcato prevede l'adeguata connessione alla soletta esistente, la realizzazione di un marciapiede di servizio delle dimensioni utili di 1ml con nuova veletta di bordo.



pianta impalcato con le nuove travi di ampliamento



sezione campata laterale



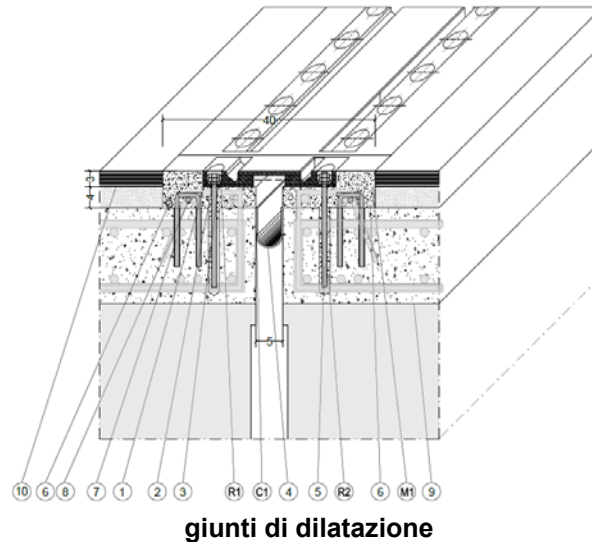
sezione campata centrale

7) Intervento sistema di smaltimento acque da impalcato

Si prevede la realizzazione di un nuovo sistema di intercettazione e smaltimento delle acque da impalcato con caditoie e pluviali in corrispondenza delle pile e delle spalle.

8) Interventi di nuova pavimentazione e giunti di dilatazione

L'intervento prevede il rifacimento di tutta la pavimentazione stradale e la sostituzione dei giunti esistenti con nuovi giunti in gomma armata sulla campata centrale.



9) Sostituzione della barriera bordo ponte e parapetto / rete di protezione esistenti

Si prevede l'adeguamento sia del sistema di ritenuta esistente che del parapetto / rete di protezione in considerazione dell'interferenza con la linea ferroviaria sottostante la campata centrale.

ANALISI PRELIMINARI RILIEVI E INDAGINI

La realizzazione del nuovo collegamento infrastrutturale comporta la necessità di realizzare l'ampliamento del cavalca-ferrovia adeguandone la sezione al nuovo tracciato stradale nel rispetto delle norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018

Variando la sezione stradale e aumentando i carichi di servizio l'intervento previsto ricade nella categoria di **interventi di adeguamento**.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle D.M.17/01/2018, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse.

Per la valutazione della vulnerabilità sismica della struttura sono state adottate tutte le procedure di seguito esplicitate.

analisi storico-critica

Le indagini storico-critiche condotte sulla struttura, ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione, si sono basate sul progetto esecutivo e costruttivo dell'opera.

E' stata riscontrata la perfetta rispondenza della struttura esistente al progetto esecutivo originario sulla base del quale è stato possibile definire compiutamente lo stato di fatto complessivo, tutti gli elementi strutturali anche di dettaglio.

Dall'analisi storica-critica condotta l'opera non risulta avere subito nel tempo alcuna modifica sostanziale relativamente agli elementi strutturali e alle caratteristiche dei materiali costruttivi.

rilievo di dettaglio

Specifiche indagini di verifica sono state effettuate:

- rilievo visivo e fotografico di indagine preliminare
- rilievo strumentale di dettaglio
- indagini strumentali a campione sulle armature degli elementi principali

Tutte hanno confermato la sostanziale rispondenza dell'opera realizzata ai disegni esecutivi e costruttivi originari.

Dalle indagini non sono stati rilevati particolari dissesti, in atto o stabilizzati, presenza di quadri fessurativi, degrado dei materiali e degli elementi costitutivi.

caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, si è fatto riferimento a

- specifiche originali dal progetto esecutivo
- dati originali della ditta prefabbricatrice C.M.C. Cooperativa Muratori e Cementisti s.r.l. di Ravenna
- risultati di prove sperimentali eseguite all'atto del collaudo strutturale
- verifiche visive in situ
- specifiche indagini per la conferma della caratterizzazione dei materiali

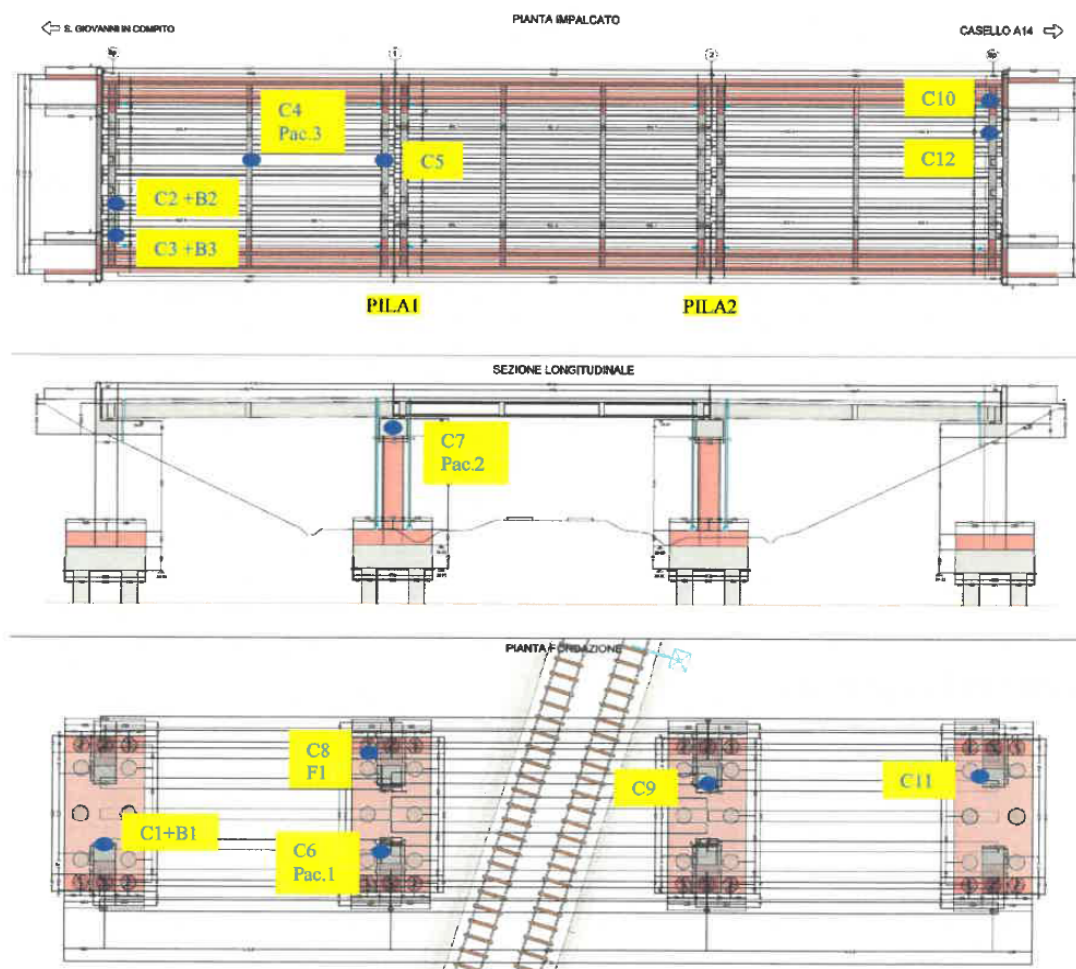
livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati e del materiale documentale disponibile si assume, in fase di progetto, come livello di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), **"LC3 Conoscenza Accurata"** per i vari aspetti

- **geometria della struttura** nota dai disegni originali con rilievo di dettaglio che ha confermato l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di carpenteria originali e, a vantaggio di più sicura attendibilità, dalle annotazioni riportate sugli stessi disegni di progetto per la redazione della contabilità dell'opera.
- **dettagli costruttivi** desunti dai disegni costruttivi originali che risultano completi con limitate verifiche in situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. (pile e pulvini)
- **proprietà meccaniche dei materiali** note dalle specifiche originali di progetto, dai certificati di prova citati ed eseguite all'atto del collaudo strutturale e da specifiche indagini sperimentali per la caratterizzazione dei materiali:

(R.4.02 Rapporto di prova e indagini sui materiali):

- prove distruttive dirette su carote di cls per la determinazione della resistenza a compressione e verifiche della profondità di carbonatazione del calcestruzzo
- prelievi di barre di acciaio per la determinazione della resistenza a trazione
- determinazione della resistenza di un elemento di acciaio
- indagini pacometriche



Per le travi di impalcato non si è ritenuto necessario effettuare indagini data la documentazione di progetto ed esecutiva del centro di prefabbricazione, i collaudi e lo stato di conservazione rilevato.

RELAZIONE SUI MATERIALI

Materiali strutture esistenti

- fondazioni profonde pali:

calcestruzzo: $R_{bK} \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$

acciaio tipo: Feb 44k

- struttura interrata:

calcestruzzo di classe: $R_{bK} \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$

calcestruzzo di sottofondazione: $R_{bK} \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$

acciaio tipo: Feb 44k

- struttura fuori terra:

calcestruzzo di classe: $R_{bK} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2$

acciaio tipo: Feb 44k

- traversi:

calcestruzzo di classe: $R_{bK} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2$

acciaio tipo: Feb 44k

Materiali strutture in progetto

I materiali utilizzati sono conformi alle norme UNI EN 206-1:2016, UNI EN 11104:2016, UNI EN ISO 15630:2010 e UNI EN 10025:2005.

Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi avranno le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo per soletta cordoli:

classe di resistenza:	$R_{CK} \geq 45 \text{ MPa}$
classe di esposizione:	XF2
classe di consistenza:	S4/S5 a ritiro compensato
legge costitutiva:	parabola rettangolo
modulo elastico:	$E_c \geq 34.08 \text{ GPa}$
accorciamento ultimo a flessione:	0.35 %
accorciamento ultimo a compressione:	0.20 %
coefficiente di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$
resistenza di progetto:	$f_{cd} \geq 19.83 \text{ Mpa}$
dimensione massima inerte:	16 mm
rapporto acqua/cemento:	< 0.5
copriferro	45 mm

- calcestruzzo per impalcato ed elevazione spalle e pile:

classe di resistenza:	C35/45
classe di esposizione:	XF2
classe di consistenza:	S5 a ritiro compensato
legge costitutiva:	parabola rettangolo
modulo elastico:	$E_c = 34.08 \text{ GPa}$
accorciamento ultimo a flessione:	0.35 %
accorciamento ultimo a compressione:	0.20 %
coefficiente di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$
resistenza di progetto:	$f_{cd} = 19.83 \text{ Mpa}$
dimensione massima inerte:	16 mm
rapporto acqua/cemento:	< 0.5
copriferro	45 mm

- calcestruzzo per plinti di fondazione:

classe di resistenza:	C28/35
classe di esposizione:	XC2
classe di consistenza:	S4
legge costitutiva:	parabola rettangolo
modulo elastico:	$E_c = 32.31 \text{ GPa}$
accorciamento ultimo a flessione:	0.35 %
accorciamento ultimo a compressione:	0.20 %
coefficiente di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$
resistenza di progetto:	$f_{cd} = 15.87 \text{ Mpa}$
dimensione massima inerte:	20 mm
rapporto acqua/cemento:	< 0.6
copriferro	50 mm

- calcestruzzo per pali di fondazione:

classe di resistenza:	C25/30
classe di esposizione:	XC2
classe di consistenza:	S4
legge costitutiva:	parabola rettangolo
modulo elastico:	$E_c = 31.48 \text{ GPa}$
accorciamento ultimo a flessione:	0.35 %
accorciamento ultimo a compressione:	0.20 %
coefficiente di sicurezza:	$\gamma_c = 1.5$
resistenza di progetto:	$f_{cd} = 14.17 \text{ Mpa}$
dimensione massima inerte:	20 mm
rapporto acqua/cemento:	< 0.6
copriferro	50 mm

- calcestruzzo non strutturale per magrone:

classe di resistenza	C8/10
----------------------	-------

Acciaio ad aderenza migliorata

Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento, aventi le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
allungamento ultimo di progetto:	1.00%
modulo elastico:	$E_s = 210.000 \text{ MPa}$
legge costitutiva:	bilineare
coefficiente di sicurezza:	$g_s = 1.15$
resistenza di progetto:	$f_{yd} = 391 \text{ MPa}$
	$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1.25$
	$1.15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1.35$

Acciaio per carpenteria metallica

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio S355 J2.

Gli acciai devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

tensione di snervamento	f_{yk}	$\geq 355 \text{ MPa se } t \leq 16 \text{ mm}$ $\geq 345 \text{ MPa se } 16 < t < 40 \text{ mm}$ $\geq 335 \text{ MPa se } 40 < t < 63 \text{ mm}$
tensione di rottura a trazione:	f_{tk}	$\geq 510 \text{ MPa se } t \leq 40 \text{ mm}$ $\geq 470 \text{ MPa se } 40 < t \leq 80 \text{ mm}$
modulo elastico:		$E_a = 210.000 \text{ MPa}$
coefficiente di espansione termica lineare:		$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

Bulloni ad alta resistenza

Le unioni degli elementi metallici, come le carpenterie metalliche degli appoggi, che si collegano alle travi principali saranno eseguite tramite giunti bullonati.

Le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloni ad alta resistenza conformi alle specifiche contenute al §4.2.1.4, §4.2.8.1 e §11.3.4.6. del D.M. 17.01.2018:

viti classe:	8.8
	10.9
dado classe:	10

I bulloni dovranno essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado laddove presente, inoltre dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore, la classe di resistenza e la marcatura C.E.

RELAZIONE GEOTECNICA

Le informazioni geotecniche fanno riferimento ai seguenti elaborati disponibili:

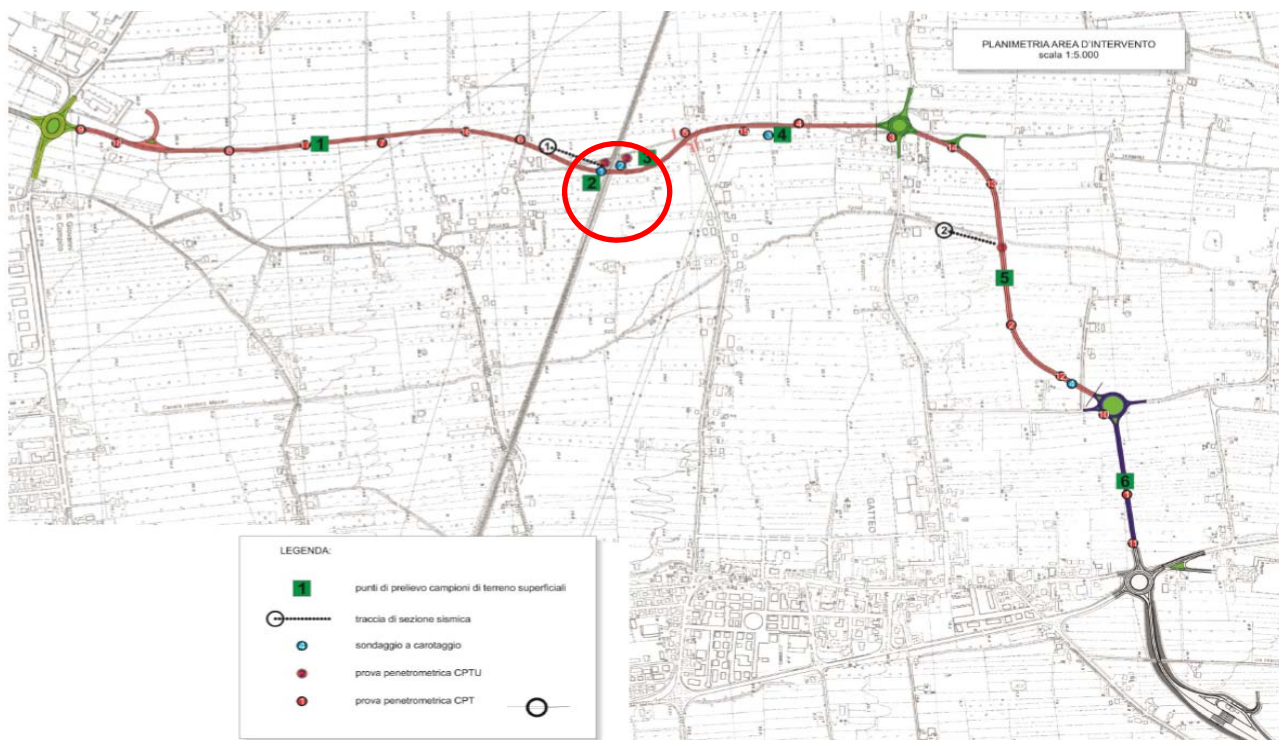
- "Indagine geologica relativa alla progettazione dei lavori di collegamento tra la ss.9 a San Giovanni in Compito e il casello autostradale a14 "Valle del Rubicone" " redatto dal Dott. Casadio in data 28/03/2018;
- "allegato prove e sondaggi relativa alla progettazione dei lavori di collegamento tra la ss.9 a San Giovanni in Compito e il casello autostradale a14 "Valle del Rubicone" " redatto dal Dott. Casadio in data 28/03/2018;

Sono presi in considerazione i risultati dei sondaggi e le prove penetrometriche eseguite in prossimità del cavalcaferrovia posto al km 93+402 della linea Bologna-Rimini, in particolare:

- i sondaggi a carotaggio n° 1 e 2;
- le prove penetrometriche CPTU n° 2 e 3.

Alcuni tratti significativi di carote sono stati sottoposti a prove meccaniche di laboratorio:

- prova di compressione ed espansione laterale libera;
- prova di taglio consolidata e drenata;
- prova edometrica;
- prove per la determinazione delle caratteristiche indice (proprietà indice, limiti di Atterberg, granulometria).



Dal punto di vista sismico risulta un **terreno di classe C** e una **categoria topografica T1**.

E' possibile sintetizzare una stratigrafia così composta:

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	10.00	prevalenza di terreni limoso-argillosi con rare lenti sabbiose
10.00	27.00	Argilla inorganica molto compatta
27.00	30.00	Sabbia medio fine

ANALISI DEI CARICHI

G1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali modellati viene computato automaticamente dai software adottati, assegnando i seguenti valori di peso specifico ai materiali degli elementi, conformi alla Tabella 3.1.I del DM 2018.

Materiali	Peso unità di volume [kN/mc]
Calcestruzzo armato e precompresso	25.0
Acciaio	78.5

G2 Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio degli elementi strutturali non modellati viene computato con aree di carico equivalenti

Carichi	Peso unità di volume [kN/mc]
Soletta impalcato spessore 16/20 cm	25.0

G3 Carichi permanenti portati

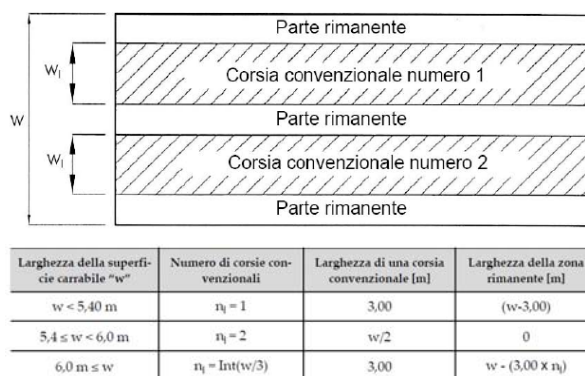
Carichi	Peso unità
Pavimentazioni e impermeabilizzazione	3.0 kN/mq
Guardrail	1.0 kN/ml

Variazioni termiche

La variazione termica non è stata considerata nel calcolo essendo compatibile con il tipo di vincolo di appoggio cedevole dell'impalcato.

M Carichi mobili

La definizione delle corsie convenzionali secondo il D.M. 17 gennaio 2018 è fatta in base al prospetto seguente:



La disposizione e la numerazione delle corsie sono scelte in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

La corsia che produce l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 1, la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia numero 2, ecc.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applica lo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}). Tale schema è da assumere a riferimento sia per le

Carico tandem 2 Q_{1k}

Q_{1k} Q_{1k} q_{1k}

0.5
2.0
0.5

Corsia n. 1

$Q_{1k}=300$ kN
 $q_{1k}=9$ kN/m²

0.5
2.0
0.5

Corsia n. 2

$Q_{2k}=200$ kN
 $q_{2k}=2.5$ kN/m²

0.5
2.0
0.5

Corsia n. 3

$Q_{3k}=100$ kN
 $q_{3k}=2.5$ kN/m²

Area rimanente $q_{rk}=2.5$ kN/m²

1.2 m

2.00

≥ 0.50 m

2.40

2.00

1.60

0.40

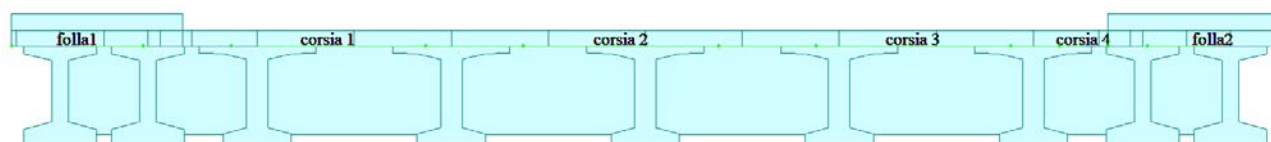
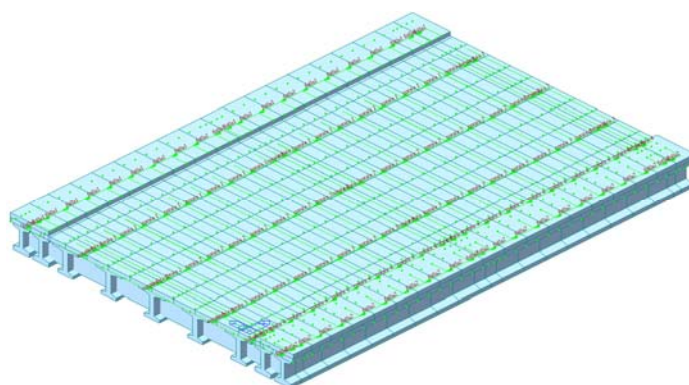
0.40

Schema di carico 1 (dimensioni in m)

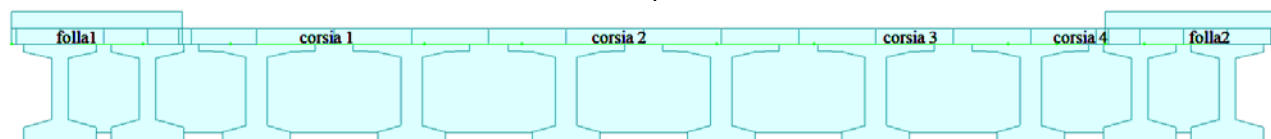
*per $w_{12} \leq 2.90$ m

Per i ponti di prima categoria si considerano, compatibilmente con le larghezze di carreggiata definite, le seguenti intensità dei carichi:

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



Sezione campate laterali



Sezione campata centrale

Effetto dinamico dei carichi mobili

I carichi mobili definiti nel D.M. 17 gennaio 2018 includono gli effetti dinamici.

Azione del vento

L'azione del vento è ritenuta trascurabile.

Azione del sisma

La costruzione viene valutata in **classe d'uso III**

"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso"

A tale classe è associato un valore del **coefficiente d'uso C_U pari a 1,5**.

La **vita nominale dell'opera V_N 50 anni** come definito nel D.M. 17/01/2018 per il tipo di costruzioni III (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali dighe di dimensioni contenute o di importanza normale). Le azioni sismiche sono valutate quindi in relazione ad un periodo di riferimento :

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

La pericolosità sismica nel D.M. 17 gennaio 2018 è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R . Le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri:

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

Le norme forniscono, in un reticolo spaziale di maglia 5 km e per valori di T_R compresi tra 30 e 1950 anni, i valori di a_g , F_0 e T_C^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione considerata è la C ovvero "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."

La categoria topografica è la T1 ovvero Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Il coefficiente S_T assume quindi il valore 1,0.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali è invece definito dalle relazioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

con:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_S \times S_T$$

con S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;

- F_o , F_V fattori che quantificano l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_C periodo corrispondente all' inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_C \times T_C^*$$

con T_C^* definito in base al sito di riferimento e C_C alla categoria di sottosuolo;

- T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3$$

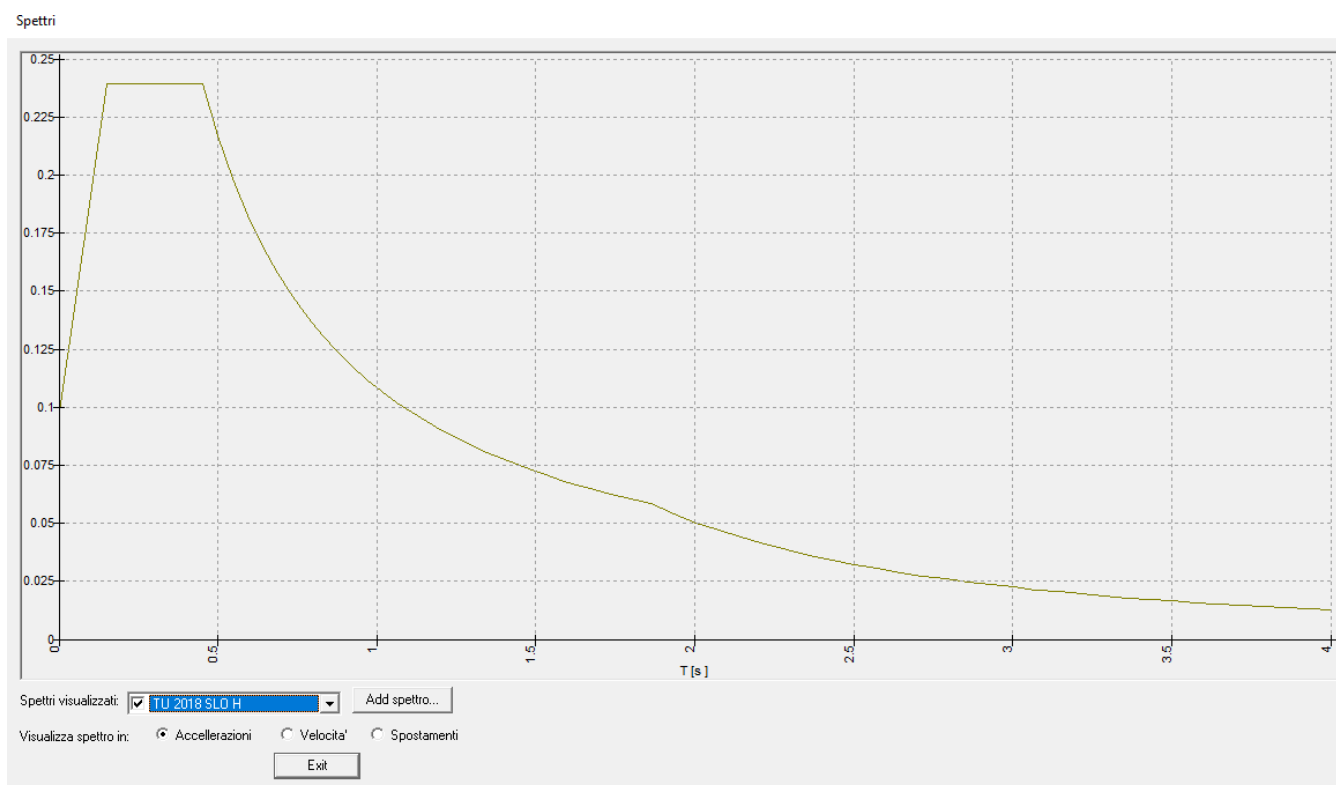
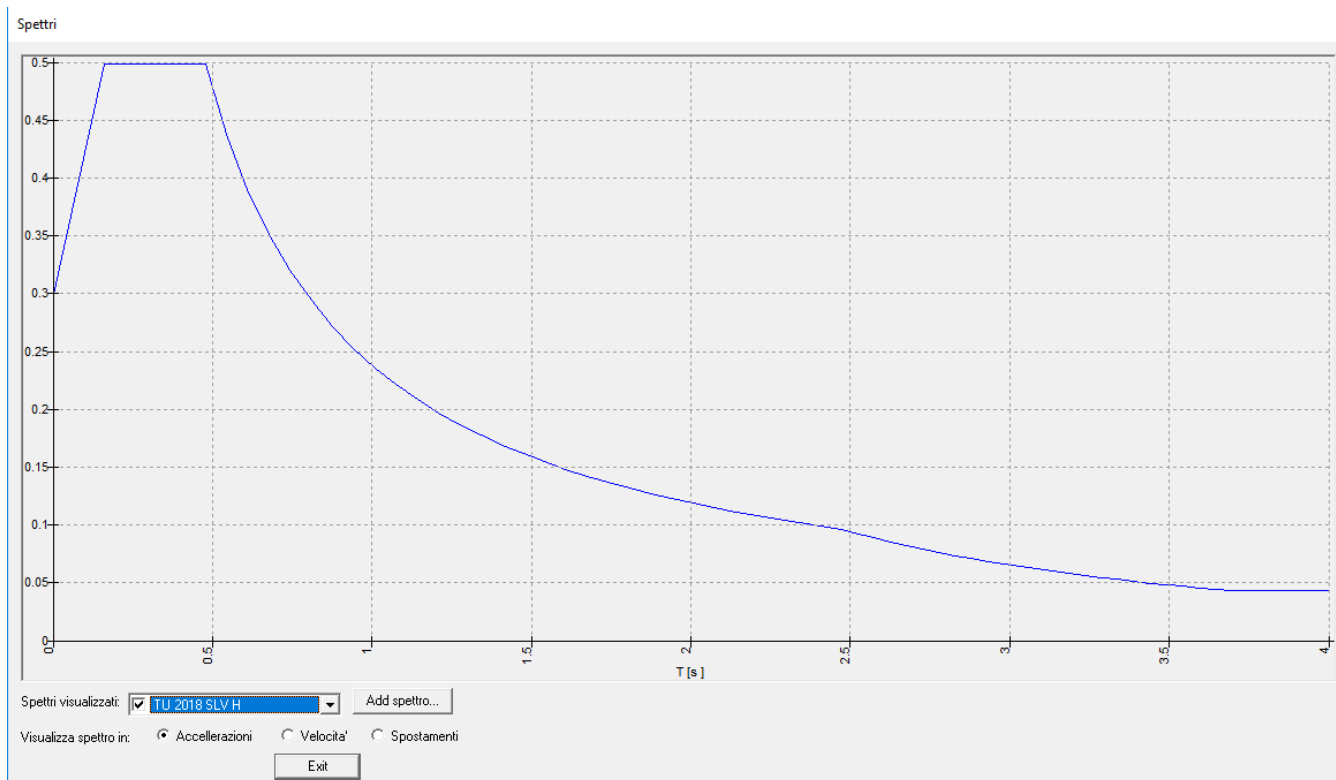
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = [10/(5+\xi)]^{0,5} \geq 0,55$.

Nella figura seguente sono mostrati gli spettri di progetto delle componenti orizzontali e verticali impiegati nelle verifiche agli SLV e SLO, ricavati utilizzando le espressioni precedentemente riportate.

SLV		SLO	
Parametri indipendenti		Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV	STATO LIMITE	SLO
a_g	0,216 g	a_g	0,064 g
F_o	2,508	F_o	2,443
T_C	0,306 s	T_C	0,281 s
S_S	1,375	S_S	1,500
C_C	1,552	C_C	1,596
S_T	1,000	S_T	1,000
q	1,500	q	1,500
Parametri dipendenti		Parametri dipendenti	
S	1,375	S	1,500
η	0,667	η	0,667
T_B	0,158 s	T_B	0,150 s
T_C	0,475 s	T_C	0,449 s
T_D	2,464 s	T_D	1,857 s



COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Combinazioni per gli S.L.U.

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi, definite al punto 2.5.3. del D.M. 17 gennaio 2018, sono espresse dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G , γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU;
- ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_0 , γ_G , γ_P e γ_Q sono riportati nelle tabella 5.1.V e tabella 5.1.VI della normativa.

Per quanto riguarda i carichi mobili, la simultaneità dei sistemi di carico definiti nel DM 17 gennaio 2018 (modelli di carico 1, 2, 3, 4, 6- forze orizzontali- carichi agenti su ponti pedonali), deve essere tenuta in conto considerando i "gruppi di carico" definiti nella tabella 5.1.IV. Ognuno dei "gruppi di carico", indipendente dagli altri, deve essere considerato come azione caratteristica per la combinazione con gli altri carichi agenti sul ponte

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

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

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

		Coefficiente	EQU ^m	A1	A2
Azioni permanenti g ₁ e g ₃	favorevoli sfavorevoli	γ _{G1} e γ _{G3}	0,90	1,00	1,00
			1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g ₂	favorevoli sfavorevoli	γ _{G2}	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ _Q	0,00	0,00	0,00
			1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ _{Qi}	0,00	0,00	0,00
			1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ _{ε1}	0,90	1,00	1,00
			1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ _{ε2} , γ _{ε3} , γ _{ε4}	0,00	0,00	0,00
			1,20	1,20	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

Le combinazioni di carico per le verifiche agli SLU possono essere così esplicitate:

$$F_d = 1.35 \cdot G_k + 1.0 \cdot P + 1.35 \cdot Q_k + 1.2 \cdot \varepsilon_2 + 1.2 \cdot \varepsilon_3$$

con:

- G_k pesi propri e carichi permanenti (G₁ + G₂);
- Q_k carichi da traffico, nella definizione del valore nominale dei carichi mobili si fa riferimento ai gruppi di carico 1 e 2a;
- ε₂ ritiro del calcestruzzo;
- ε₃ viscosità del calcestruzzo.

Gli effetti dell'azione sismica allo SLV saranno valutati con la seguente combinazione:

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove E è l'azione del sisma per lo stato limite considerato, valutata considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 5.1.VI del D.M. 17/01/2018.

Combinazioni per gli S.L.E.

Per la verifica delle strutture di fondazione è stato considerato uno stato limite d'esercizio. Le verifiche associate a tale stato limite sono state eseguite con riferimento alle combinazioni di carico RARA, espressa complessivamente dalla seguente relazione:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

$\psi_{0,i}$ sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili riportati in tabella 5.1.VI della normativa.

Risulta definita la seguente combinazione:

$$F_d = G_k + Q_k + P + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

essendo:

- G_k pesi propri e carichi permanenti ($G_1 + G_2$);
- Q_k carichi mobili;
- P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- ε_2 ritiro del calcestruzzo;
- ε_3 viscosità del calcestruzzo.

MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione della struttura è stata eseguita con:

- Midas Civil
- WinStrand Enxsys

I modelli sono in grado di riprodurre con un ottimo grado di approssimazione le caratteristiche di massa, rigidezza e vincolo del cavalca-ferrovia in modo da cogliere gli effetti globali indotti sull'opera dalle azioni sia statiche che dinamiche.

Con Midas Civil l'impalcato è schematizzato con elementi monodimensionali di tipo "beam" mentre la sottostruttura, compresa nel modello stesso, è composta da setti e plinti di fondazione caratterizzati rispettivamente come elementi "shell" e "plate", con i relativi pali schematizzati con beam.

I vincoli esterni sono costituiti da elementi lineari tipo "point spring", fissati alle aste che rappresentano i pali, con lo scopo di rappresentare il vincolo tra la fondazione e il terreno.

Il collegamento fra l'impalcato e pulvini è schematizzato mediante elementi del tipo "elastic link" a comportamento lineare.

I carichi sono introdotti calcolando in automatico il peso proprio degli elementi strutturali dell'impalcato in conglomerato cementizio armato schematizzato, inserendo aree di carico (Floor Load) per soletta e pavimentazione; mentre per cordoli e barriere sono stati schematizzati come carichi lineari (Line Beam Load).

I carichi mobili veicolari sono automaticamente generati in opportune condizioni di carico con la modellazione delle linee di carico.

Con WinStrand Enxsys sia l'impalcato che i plinti sono schematizzati con "mesh ortotropa", le pile da elementi 2D tipo setto, i pulvini da elementi monodimensionali tipo "trave".

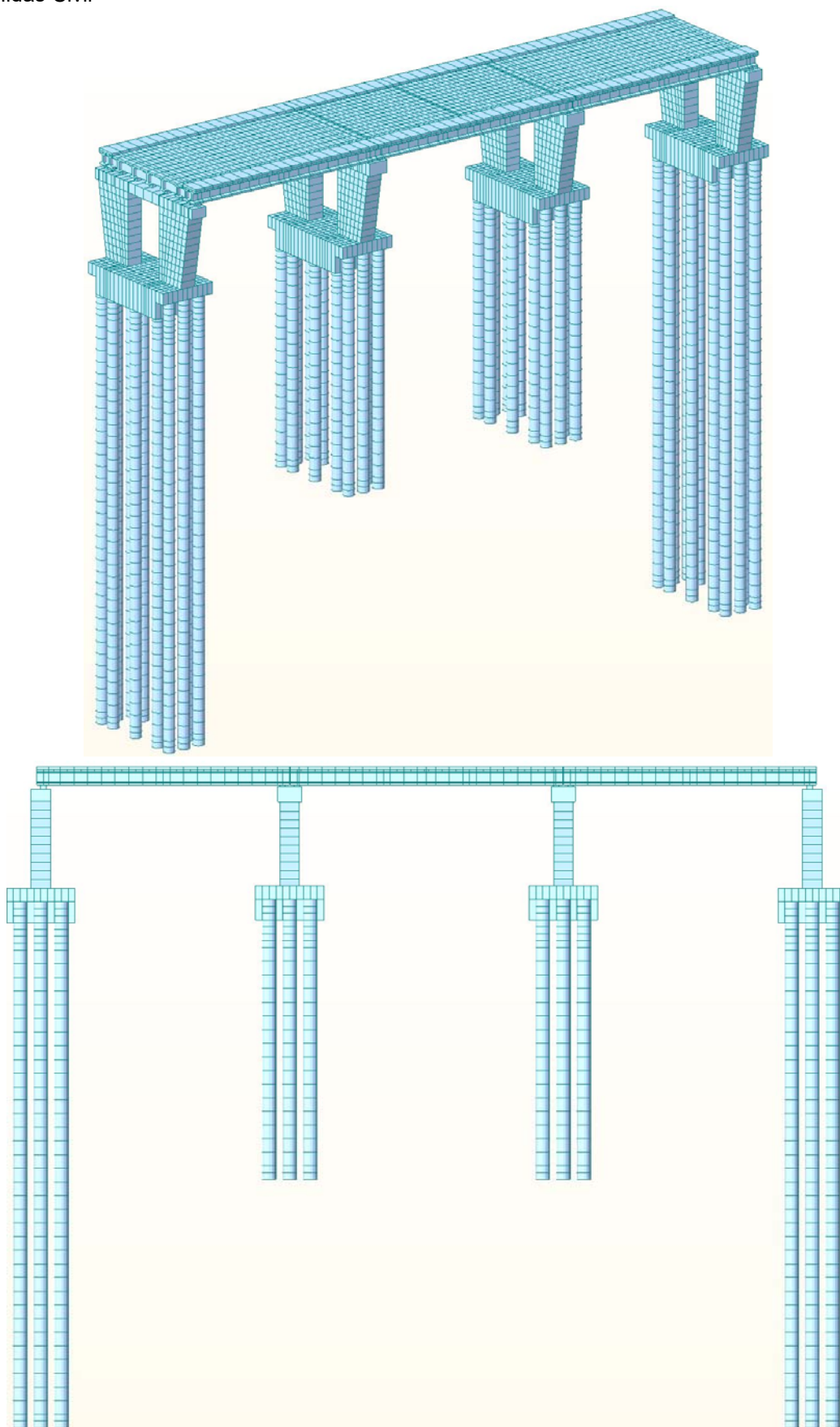
Il collegamento fra l'impalcato e le pile così come pure sulle spalle, costituito da appoggi in neoprene, è schematizzato mediante elementi del tipo "biella boundary" a comportamento lineare.

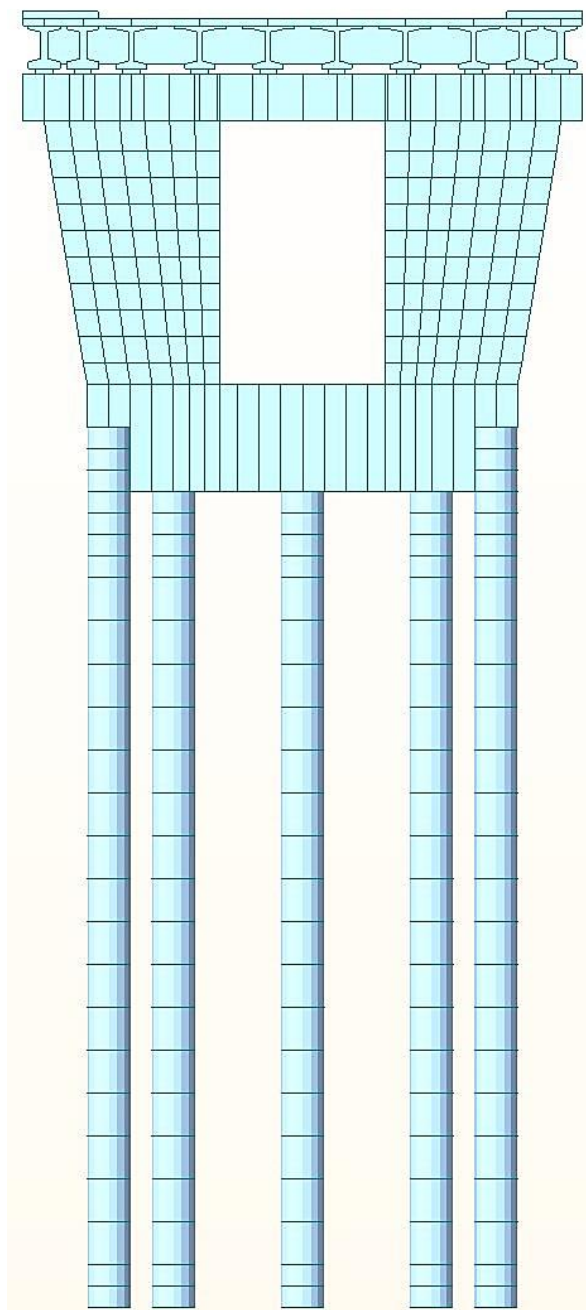
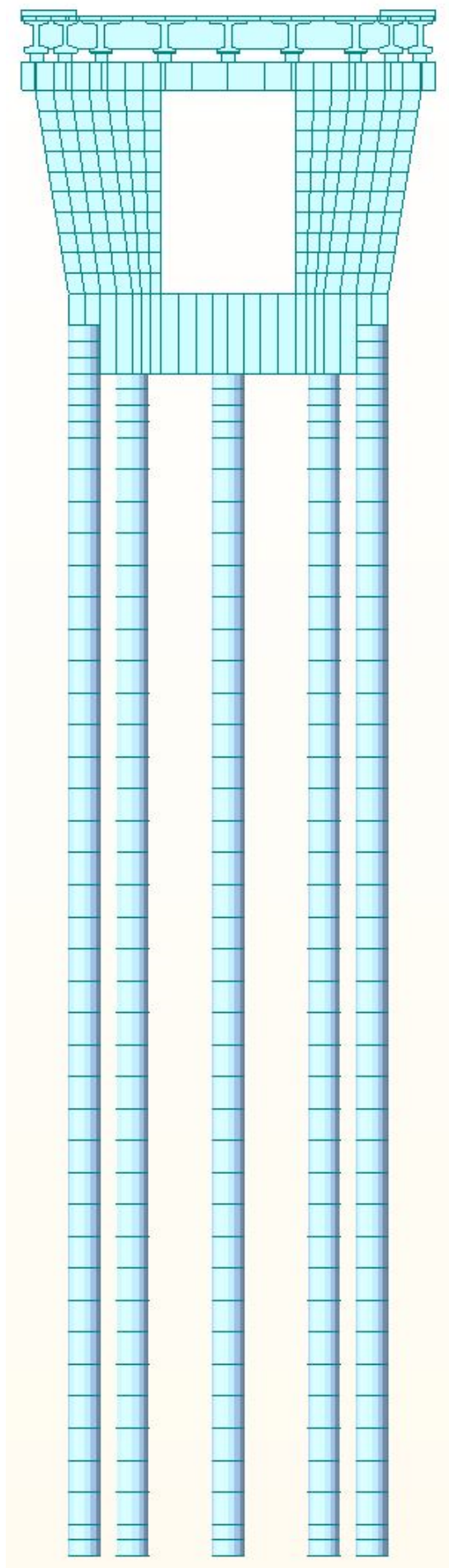
I vincoli esterni sono applicati ai pali attraverso modulo di calcolo apposito fissando il valore del modulo di reazione verticale e orizzontale del terreno.

I carichi che rappresentano pavimentazione, cordoli, barriere stradali e carichi veicolari sono aggiunti sulla superficie dell'impalcato attraverso carichi "superficiali".

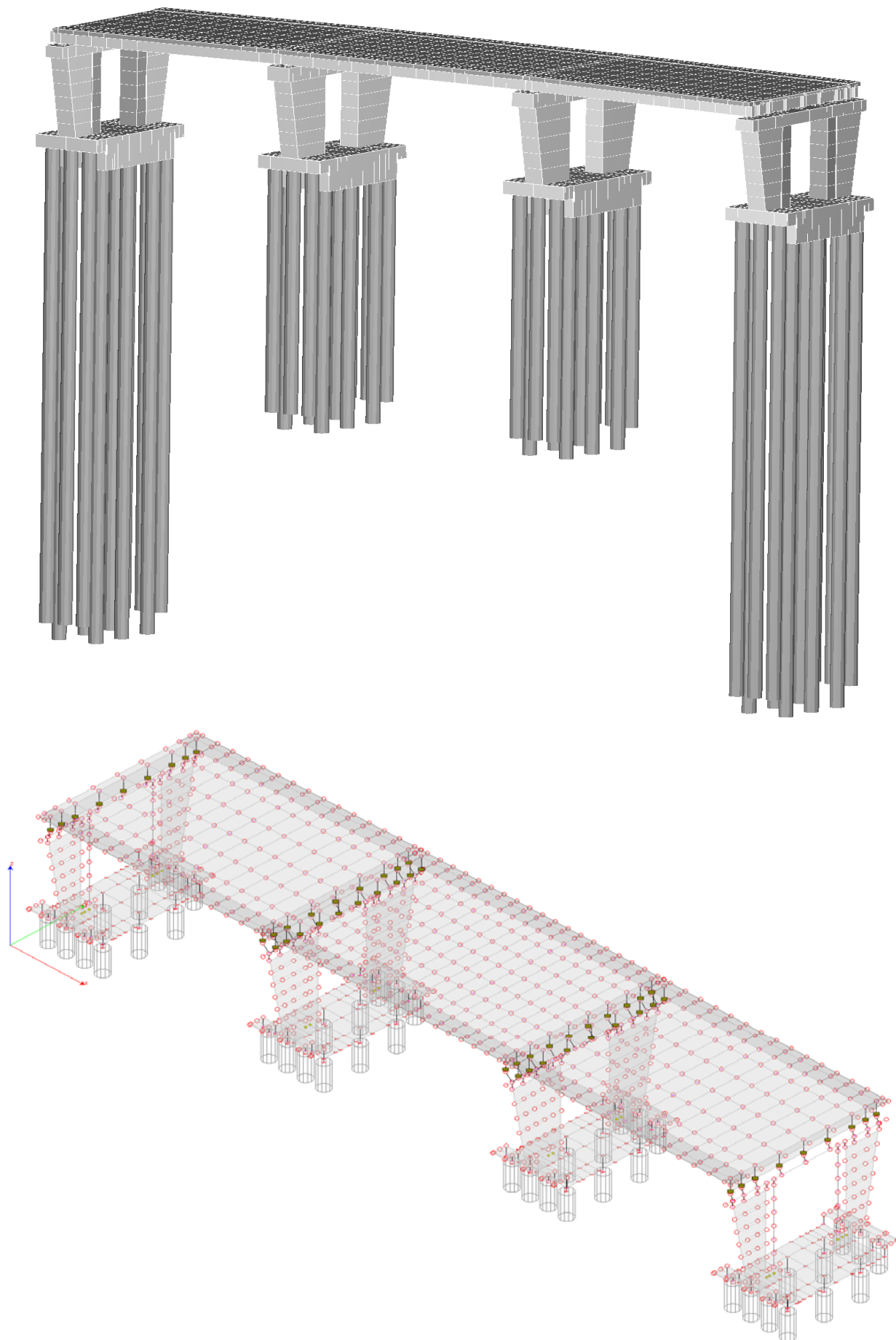
Nelle figure seguenti sono riportate le viste 3D dei modelli di calcolo strutturale del cavalca-ferrovia.

Modello Midas Civil





Modello Enxsys WinStrand



RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA (Enexsys WindStrand)

I_s	raggio d'inerzia polare di piano $I_s = \sqrt{J_p / m}$
X_g, Y_g, Z_g	coordinate centro di massaModale
D_x, D_y	eccentricità centro di massa-centro delle rigidezza
$K_{r_{zz}}, K_{t_{\min}}, K_{t_{\max}}$	rigidezze traslanti e torcenti
r_1, r_2	raggi giratori d'inerzia ($r_1 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{\min}})^{1/2}$, $r_2 = (K_{r_{zz}}/K_{t_{\max}})^{1/2}$)
$\Delta K_x, \Delta K_y, \Delta K_{Oz}$	incrementi percentuali di rigidezza ($\Delta K = (K_i - K_{i-1})/K_{i-1}$)
$K_{x_i}, K_{y_i}, K_{Oz_i}$	rigidezze traslanti e torsionali del piano i-esimo rispetto agli assi globali
R	ordinata dello spettro
Coeff.di Part.	coefficienti di partecipazione (in letteratura g_i)
$ L_i / L_1 $	rapporto percentuale fra i fattori di partecipazione del modo i-esimo e del primo modo
Mmi/Mmtot	percentuale massa modale efficace dell'i-esimo modo
Sum Mmi/Mmtot	percentuale cumulativa delle masse modali efficaci
$\Phi_{i,ux}, \Phi_{i,uy}, \Phi_{i,oz}$	spostamenti modali del nodo master

Modalità di valutazione della risposta modale

risposta $S = CQC(S_i)$

segno risposta = $\text{sign}(\sum S_i)$

Sintesi dei risultati SLV per direzione d'ingresso del sisma.

Analisi Modale via Vettori di Ritz

Direzione d'ingresso	Modo Principale	Periodo [s]	% Massa Modale Modo Principale	% Massa Modale Totale
0.000 [rad] SLV	1	0.29	53.6	100.0
3.142 [rad] SLV	13	0.29	53.6	100.0
1.571 [rad] SLV	28	0.17	29.0	100.0
4.712 [rad] SLV	40	0.17	29.0	100.0

Autovalori, Periodi Masse Modali efficaci

Analisi Modale via Vettori di Ritz

Risultati angolo di ingresso del sisma: 0.000 [rad] SLV

Modo	Periodo [s]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\sum M_{mi}/M_{mtot}$
1	0.29	0.498	4.5507098389e+02		2.0708959375e+05	53.6	53.6
8	0.09	0.406	2.6827572632e+02	59.0	7.1971867188e+04	18.6	72.2
10	0.06	0.376	-2.3742250061e+02	52.2	5.6369445313e+04	14.6	86.8
9	0.08	0.400	1.5823194885e+02	34.8	2.5037349609e+04	6.5	93.3
11	0.04	0.354	1.1812355804e+02	26.0	1.3953174805e+04	3.6	96.9
7	0.11	0.435	9.0467758179e+01	19.9	8.1844150391e+03	2.1	99.0
12	0.03	0.334	5.4991760254e+01	12.1	3.0240937500e+03	0.8	99.8
3	0.19	0.498	2.4813390732e+01	5.5	6.1570434570e+02	0.2	100.0
2	0.22	0.498	-1.9548482895e+00	0.4	3.8214318752e+00	0.0	100.0
6	0.14	0.470	-1.7444178462e-01	0.0	3.0429936945e-02	0.0	100.0
5	0.16	0.498	9.6550904214e-02	0.0	9.3220770359e-03	0.0	100.0
4	0.19	0.498	-3.5588026047e-02	0.0	1.2665075483e-03	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 3.142 [rad] SLV

Modo	Periodo [s]	R	Coefficiente di Partecipazione	% $ L_i / L_1 $	Massa Modale	% M_{mi}/M_{mtot}	% $\sum M_{mi}/M_{mtot}$
13	0.29	0.498	4.5507098389e+02		2.0708959375e+05	53.6	53.6
20	0.09	0.406	2.6826748657e+02	59.0	7.1967445313e+04	18.6	72.2
22	0.06	0.376	-2.3742243958e+02	52.2	5.6369414063e+04	14.6	86.8
21	0.08	0.400	1.5824511719e+02	34.8	2.5041517578e+04	6.5	93.3
23	0.04	0.354	1.1812410736e+02	26.0	1.3953304688e+04	3.6	96.9
19	0.11	0.435	9.0467720032e+01	19.9	8.1844082031e+03	2.1	99.0
24	0.03	0.334	5.4993175507e+01	12.1	3.0242492676e+03	0.8	99.8

15	0.19	0.498	2.4813390732e+01	5.5	6.1570434570e+02	0.2	100.0
14	0.22	0.498	-1.9548482895e+00	0.4	3.8214318752e+00	0.0	100.0
18	0.14	0.471	-1.7420040071e-01	0.0	3.0345778912e-02	0.0	100.0
17	0.16	0.498	9.6503436565e-02	0.0	9.3129128218e-03	0.0	100.0
16	0.19	0.498	-3.5556476563e-02	0.0	1.2642630609e-03	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 1.571 [rad] SLV

Modo	Periodo [s]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
28	0.17	0.498	3.3496838379e+02		1.1220382031e+05	29.0	29.0
29	0.16	0.498	-3.2072378540e+02	95.7	1.0286375000e+05	26.6	55.7
33	0.08	0.395	2.3462562561e+02	70.0	5.5049183594e+04	14.2	69.9
35	0.05	0.366	-2.0567153931e+02	61.4	4.2300781250e+04	10.9	80.8
34	0.07	0.385	1.5968466187e+02	47.7	2.5499191406e+04	6.6	87.4
30	0.15	0.483	-1.4548126221e+02	43.4	2.1164796875e+04	5.5	92.9
32	0.08	0.404	1.3621084595e+02	40.7	1.8553394531e+04	4.8	97.7
31	0.13	0.464	7.8037559509e+01	23.3	6.0898608398e+03	1.6	99.3
36	0.03	0.340	5.1243904114e+01	15.3	2.6259377441e+03	0.7	100.0
27	0.19	0.498	1.6625514627e-01	0.0	2.7640772983e-02	0.0	100.0
25	0.29	0.498	2.2214146331e-02	0.0	4.9346830929e-04	0.0	100.0
26	0.22	0.498	-2.1500358358e-02	0.0	4.6226542327e-04	0.0	100.0

Risultati angolo di ingresso del sisma: 4.712 [rad] SLV

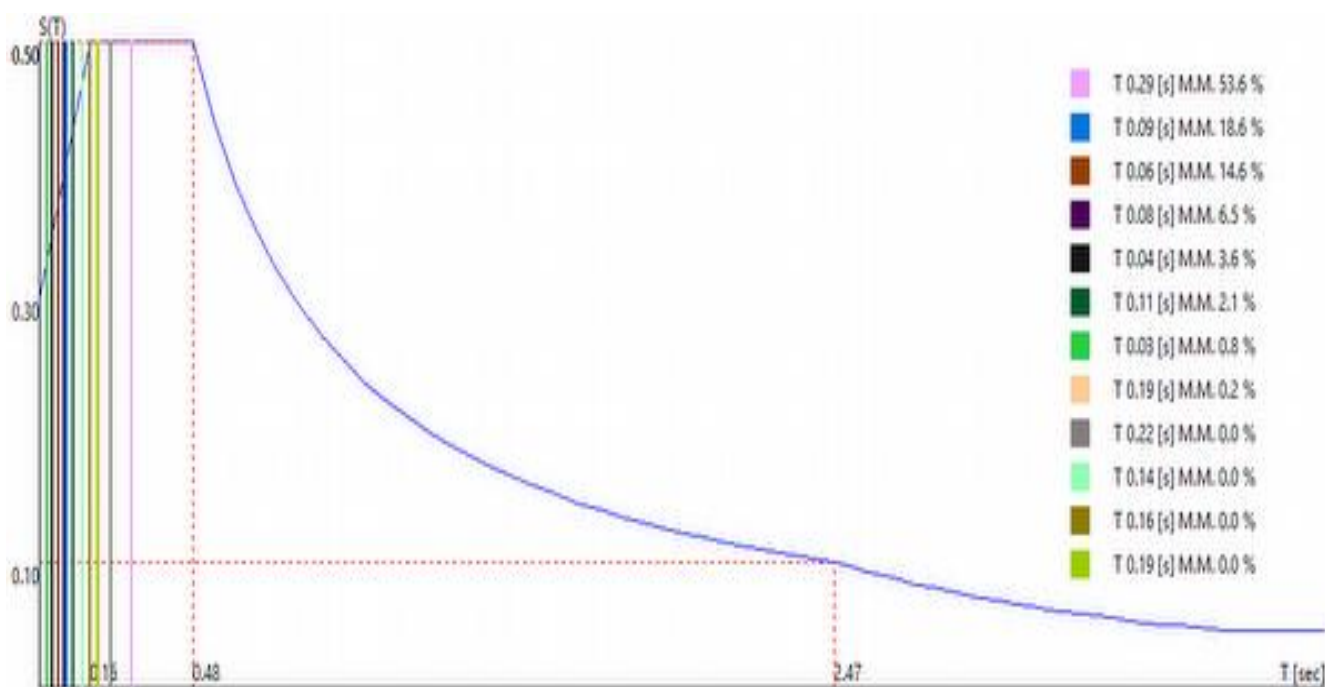
Modo	Periodo [s]	R	Coefficiente di Partecipazione	% L _i / L ₁	Massa Modale	% M _{mi} /M _{mtot}	% Σ M _{mi} /M _{mtot}
40	0.17	0.498	3.3496838379e+02		1.1220382031e+05	29.0	29.0
41	0.16	0.498	-3.2072378540e+02	95.7	1.0286375000e+05	26.6	55.7
45	0.08	0.395	2.3462426758e+02	70.0	5.5048546875e+04	14.2	69.9
47	0.05	0.366	-2.0567169189e+02	61.4	4.2300843750e+04	10.9	80.8
46	0.07	0.385	1.5968731689e+02	47.7	2.5500039063e+04	6.6	87.4
42	0.15	0.483	-1.4548126221e+02	43.4	2.1164796875e+04	5.5	92.9
44	0.08	0.404	1.3620980835e+02	40.7	1.8553111328e+04	4.8	97.7
43	0.13	0.464	7.8037559509e+01	23.3	6.0898608398e+03	1.6	99.3
48	0.03	0.340	5.1243946075e+01	15.3	2.6259418945e+03	0.7	100.0
39	0.19	0.498	1.6626124084e-01	0.0	2.7642799541e-02	0.0	100.0
37	0.29	0.498	2.2420562804e-02	0.0	5.0268165069e-04	0.0	100.0
38	0.22	0.498	-2.1501244977e-02	0.0	4.6230354928e-04	0.0	100.0

Spettro in accordo con TU 2018

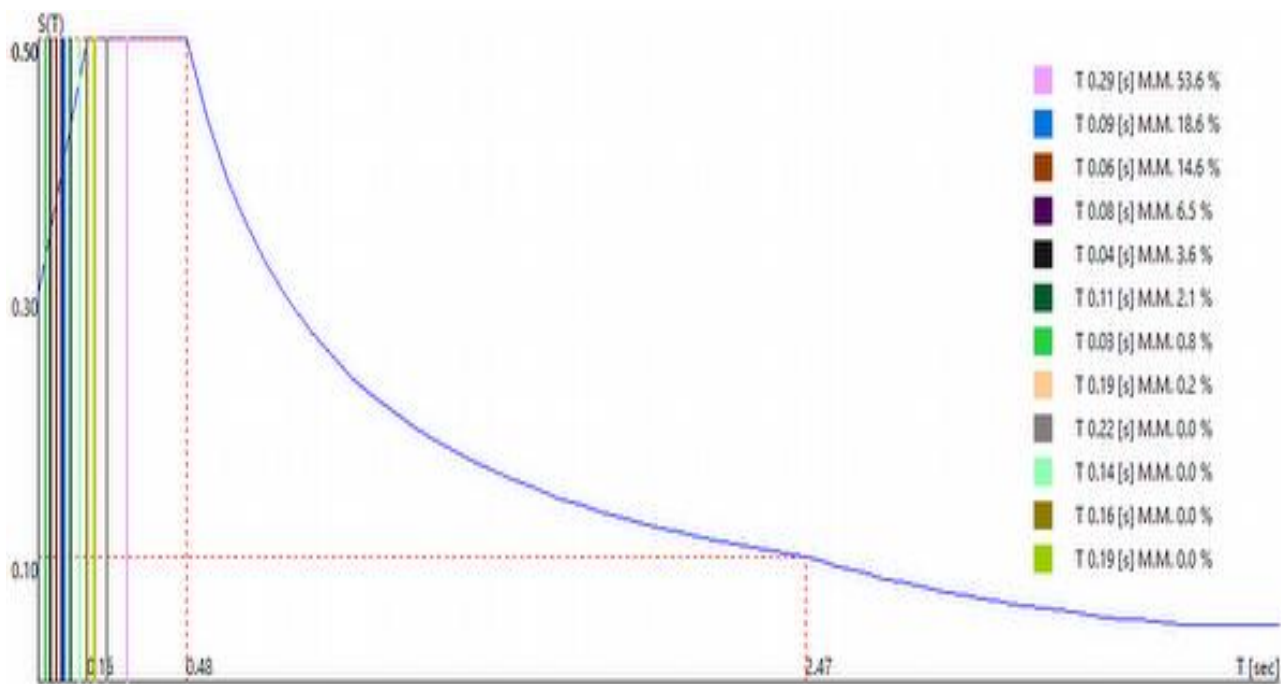
- Via Gatteo, 1412, 47020 Longiano FC, Italia Longitudine 12.3714 Latitudine 44.1040
- I valori di ag/g sono ottenuti con una interpolazione Bilineare sul reticolo di riferimento.
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso III coefficiente C_U 1.5
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di duttilità α_u/α₁ per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00

Stato Limite	C q ₀ = C α _u /α ₁	q _H	q _V
SLV	1.50	1.50	1.50
SLD	1.50	1.50	1.50
SLC	1.50	1.50	1.50
SLO	3.00	1.00	1.50

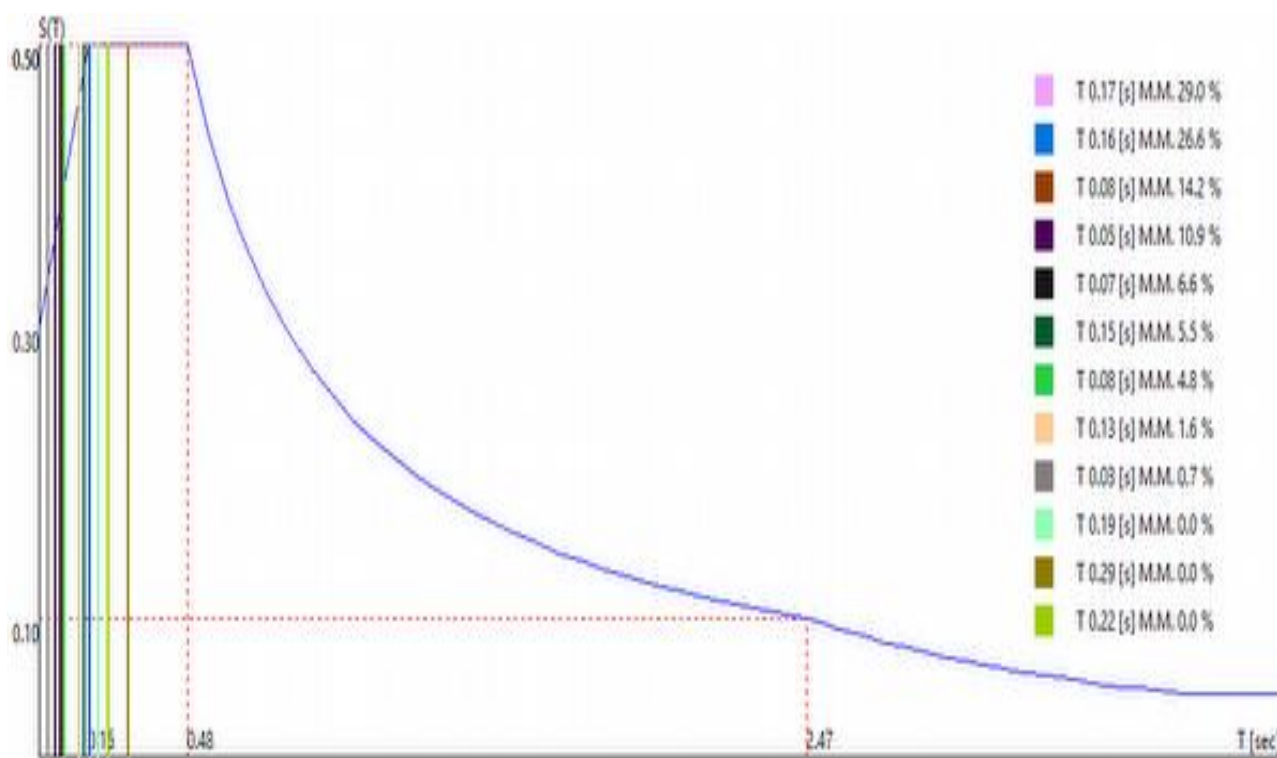
- Smorzamento Viscoso (0.05 = 5%) 0.05



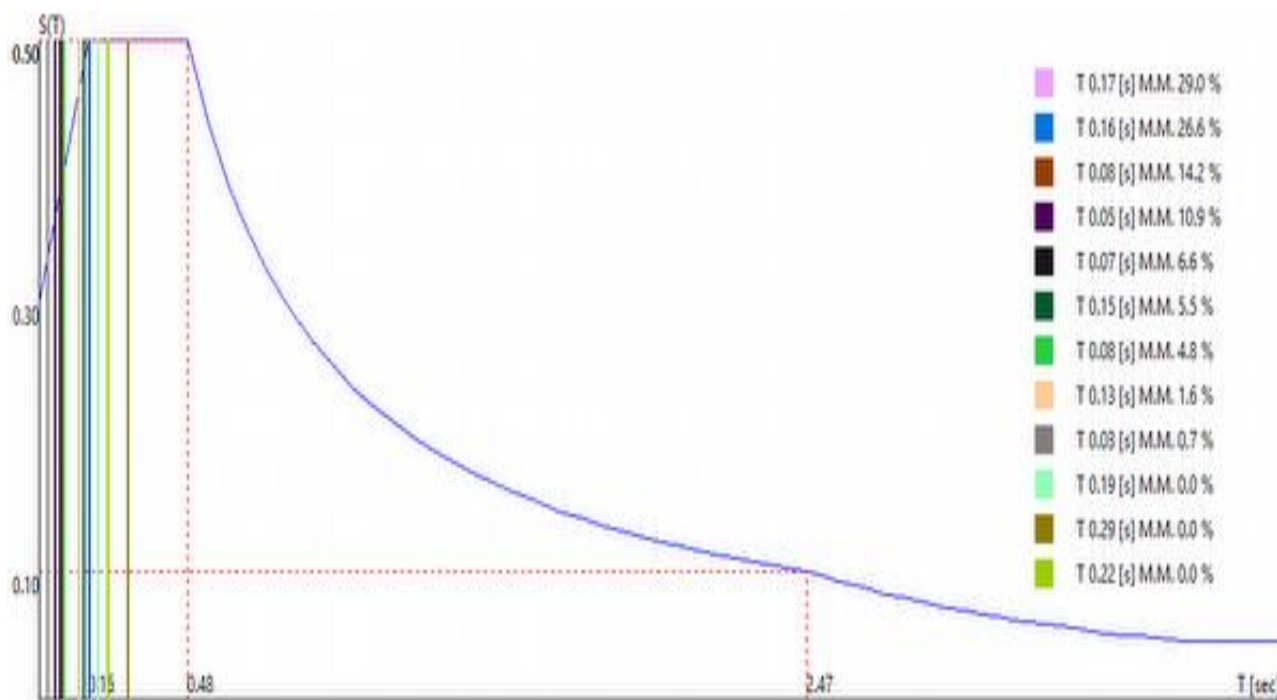
0.0 [rad] SLV



3.142 [rad] SLV

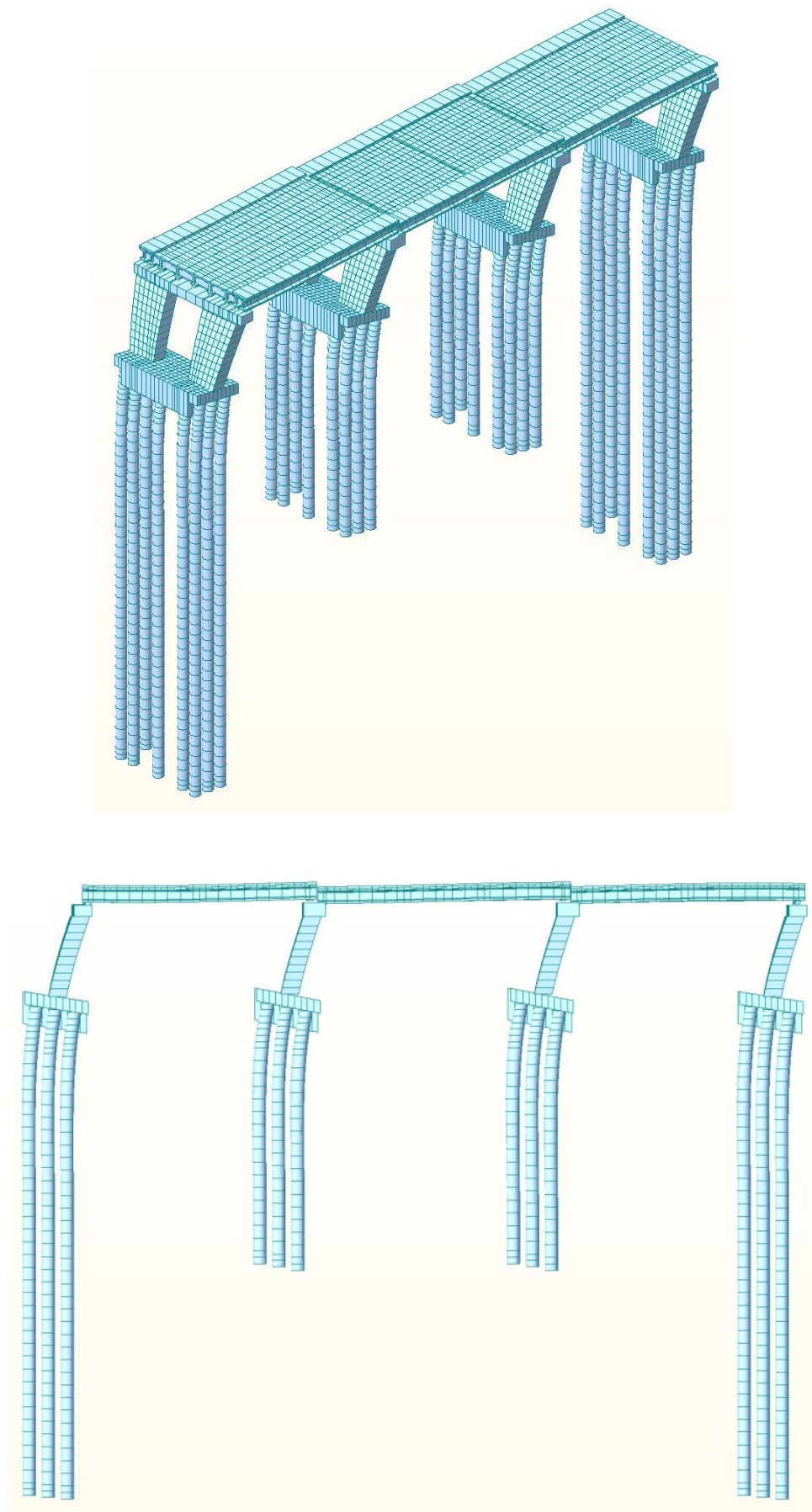


1.571 [rad] SLV

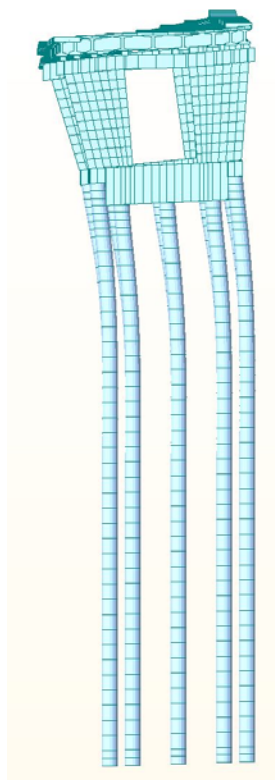
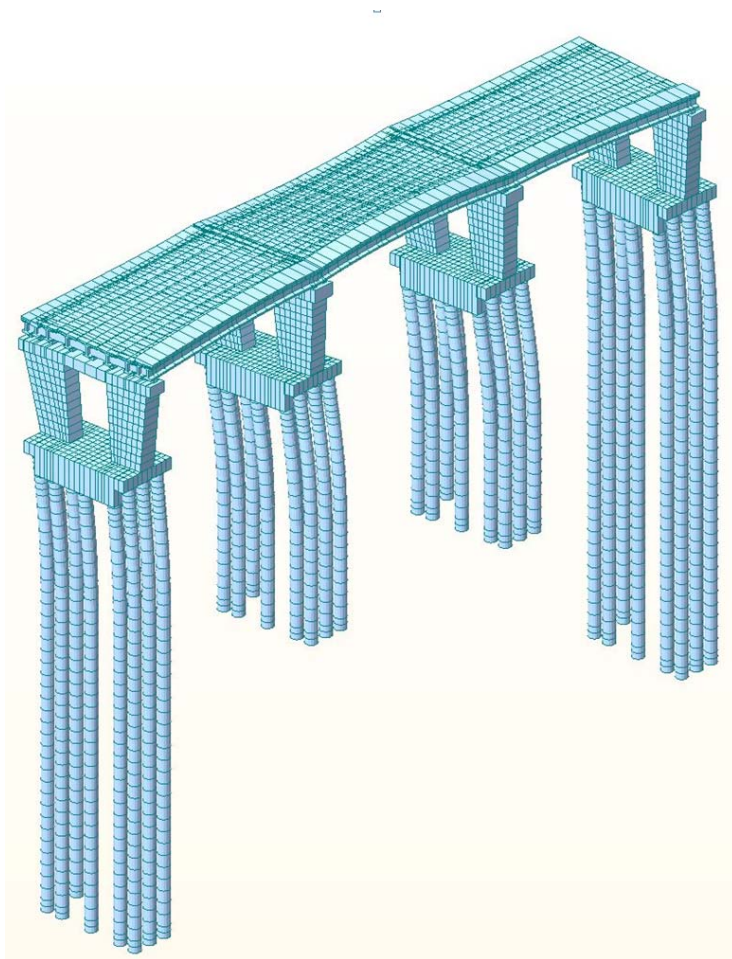


4.712 [rad] SLV

DEFORMATE 1° MODO DI VIBRARE

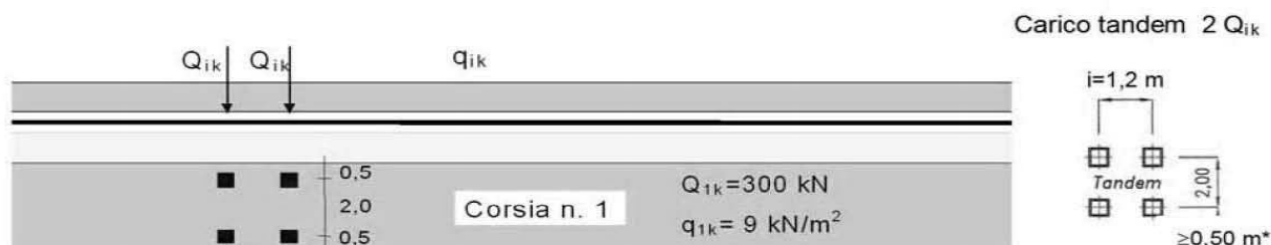


DEFORMATE 2° MODO DI VIBRARE



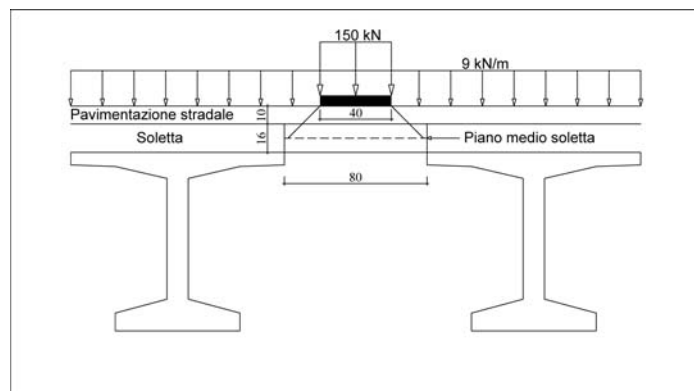
SOLLECITAZIONI E VERIFICA SOLETTA

La normativa D.M. del 17 gennaio 2018 al capitolo 5.1.3.3.5 con lo "schema di carico 1" prevede che la distanza longitudinale tra gli assi posteriori di un camion è di 1,2 m e la distanza trasversale tra gli assi di un camion è 2 m. Inoltre, sempre secondo la normativa, il carico concentrato considerato è di 300 kN su un'asse del camion, mentre su una singola impronta di una ruota (40x40 cm) il carico da considerare è di 150 kN.



La diffusione dei carichi attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Quindi, il carico di 150 kN andrà ad agire su una superficie di $0,8 \times 0,8\text{ m}$.

Per il calcolo della soletta si considera un'area di influenza dei carichi di superficie $0,80 \times 3,00\text{ m}$, scelta in funzione della distanza massima tra le ali superiori delle travi e della distanza tra i due carichi concentrati di 150 kN.



Per la fattorizzazione dei carichi si utilizzano i coefficienti riportati nella tabella 5.1.V del D.M.17/01/2018.

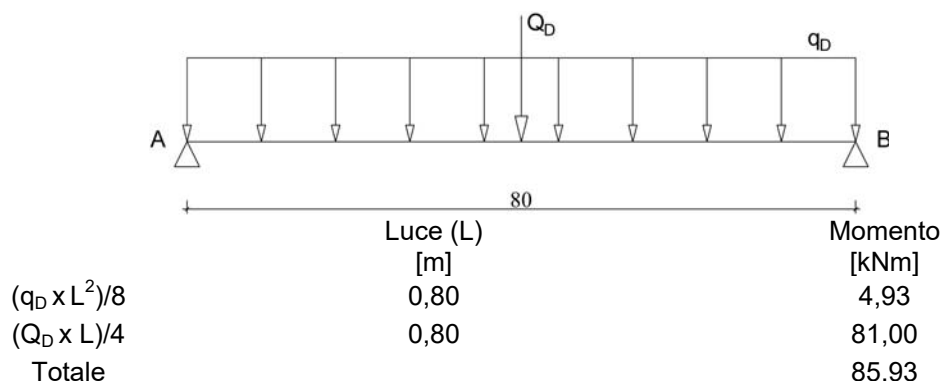
Tipo di carico	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Peso [kN/m ³]	Carico [kN/m]	coefficiente sicurezza	Carico [kN/m]
carichi permanenti strutturali carico soletta (G1)	3,00	0,16	25,00	12,00	1,35	16,20
carichi permanenti non strutturali (G2) pavimentazione	3,00	0,10	20,00	6,00	1,50	9,00
carichi di esercizio tandem (Q_{1k})				300,00	1,35	405,00
carichi di esercizio distribuito (q_{1k})				27,00	1,35	36,45

TOTALE CARICHI

Carico distribuito $q_D = 61,65\text{ kN/m}$

Carico concentrato $Q_D = 405,00\text{ kN}$

SCHEMA STATICO 1 (massimo momento intradosso in mezzeria)



VERIFICA DELL'ARMATURA A FLESSIONE

Per la verifica dell'armatura a flessione si è utilizzato il software Gelfi, si sono considerati:

- 14Φ16 come armatura inferiore, $A_{s,inf}=28,15 \text{ cm}^2$.

Per la verifica in mezzeria: $M_{xEd} = 85,93 \text{ kNm}$

Titolo: soletta

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	300	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,55	4
2	28,15	12

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

N_{Ed} 0 **kN**
M_{xEd} 85,93 **kNm**
M_{yEd} 0 **kNm**

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k **C25/30**

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 115,1 **kN m**

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 8,244 ‰
d 12 cm
x 3,576 x/d 0,298
 δ 0,8125

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

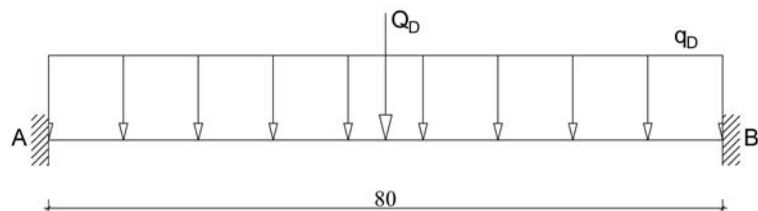
N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 **cm** **Col. modello**

☐ Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

SCHEMA STATICO 2 (massimo momento estradosso appoggi)



	Luce (L) [m]	Momento [kNm]
$(q_D \times L^2)/12$	0,80	3,29
$(Q_D \times L)/8$	0,80	40,50
Totale		43,79

VERIFICA DELL'ARMATURA A FLESSIONE

Per la verifica dell'armatura a flessione si è utilizzato il software Gelfi, si sono considerati:

- 14 Φ 14 come armatura superiore, $A_{s_{sup}} = 21,55 \text{ cm}^2$

Per la verifica sugli appoggi: $M_{xEd} = 43,79 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta appoggio

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

Titolo: soletta

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	300	16

N°	A_s [cm²]	d [cm]
1	21,55	4
2	28,15	12

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 43,79 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
FeB44k
 ϵ_{su} 67,5 ‰
 f_{yd} 373,9 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm²
 E_s/E_c 15
 ϵ_{syd} 1,87 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
C25/30
 ϵ_{c2} 2 ‰
 ϵ_{cu} 3,5 ‰
 f_{cd} 14,17 N/mm²
 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

Calcoli:
 M_{xRd} -94,65 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 8,913 ‰
 d 12 cm
 x 3,383 x/d 0,282
 δ 0,7924

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

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Deviata

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

La verifica risulta soddisfatta.

SOLLECITAZIONI E VERIFICA TRAVI IMPALCATO

Le verifiche locali delle travi sono state eseguite con il programma Midas Civil.

Essendo la trave costituita da diversi elementi "beam" a sezione composta i valori di taglio massimo, momento massimo positivo e negativo sono stati ricavati per gli elementi maggiormente sollecitati, sia per le travi esistenti che per quelle di nuova realizzazione.

Gli elementi considerati sono riportati in tabella.

CAMPATA CENTRALE – TRAVI ESISTENTI	
SOLLECITAZIONE	ELEMENTO
momento positivo	704
momento negativo	715
taglio	713

CAMPATA CENTRALE – TRAVI NUOVE	
SOLLECITAZIONE	ELEMENTO
momento positivo	282
momento negativo	5214
taglio	5176

CAMPATA LATERALE – TRAVI ESISTENTI	
SOLLECITAZIONE	ELEMENTO
momento positivo	352
momento negativo	124
taglio	600

CAMPATA LATERALE – TRAVI NUOVE	
SOLLECITAZIONE	ELEMENTO
momento positivo	3187
momento negativo	583
taglio	230

Le combinazioni di carico utilizzate sono:

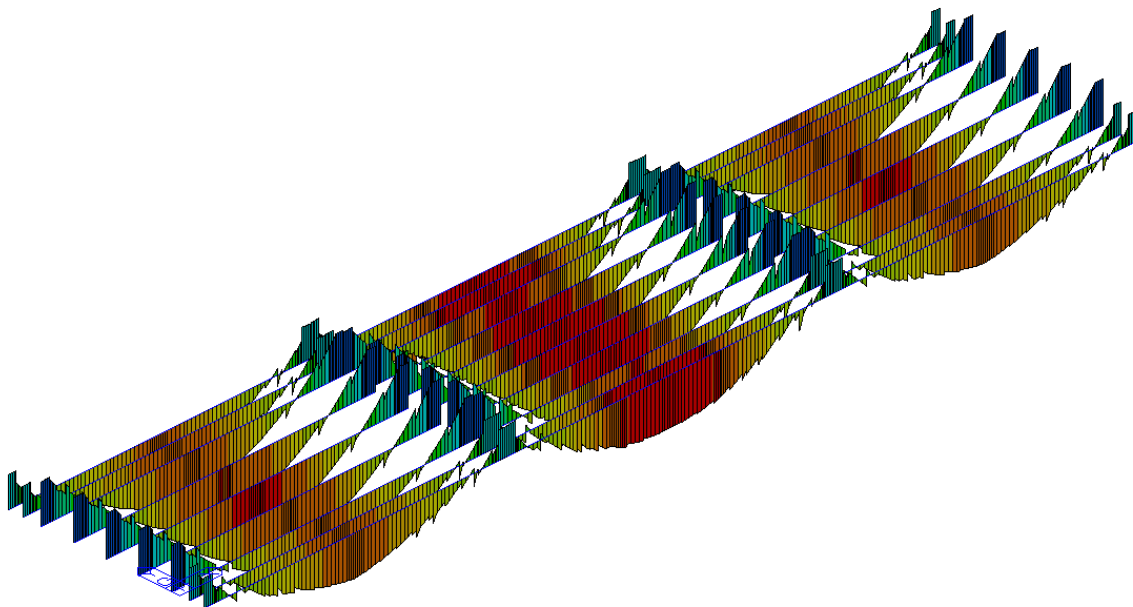
NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLE1	Serviceability G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Creep Secondary(1.000) +	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Shrinkage Secondary(1.000)	G2.2(1.000) Tendon Primary(1.000)
2	SLE2	Serviceability G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Creep Secondary(1.000) +	G2.2(1.000) SLE MLC 1(1.000) Shrinkage Secondary(1.000)
3	SLE3	Serviceability G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Creep Secondary(1.000) +	G2.2(1.000) SLE MLC 1+2(1.000) Shrinkage Secondary(1.000)
4	SLE4	Serviceability G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Creep Secondary(1.000) +	G2.2(1.000) SLE MLC 1+2+3(1.000) Shrinkage Secondary(1.000)
5	SLE5	Serviceability G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Creep Secondary(1.000) +	G2.2(1.000) SLE MLC 1+2+3+4(1.000) Shrinkage Secondary(1.000)
6	SLU1	Strength/Stress G1(1.350) + G3.1(1.500) + + Creep Secondary(1.200) +	Add	G2.1(1.350) + G3.2(1.500) + Shrinkage Secondary(1.200)	G2.2(1.500) Tendon Primary(1.000)
7	SLU2	Strength/Stress G1(1.350) + G3.1(1.500) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.350) + G3.2(1.500) + Creep Secondary(1.200) +	G2.2(1.500) SLU MLC 1(1.350) Shrinkage Secondary(1.200)
8	SLU3	Strength/Stress G1(1.350) + G3.1(1.500) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.350) + G3.2(1.500) + Creep Secondary(1.200) +	G2.2(1.500) SLU MLC 1+2(1.350) Shrinkage Secondary(1.200)
9	SLU4	Strength/Stress G1(1.350) + G3.1(1.500) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.350) + G3.2(1.500) + Creep Secondary(1.200) +	G2.2(1.500) SLU MLC 1+2+3(1.350) Shrinkage Secondary(1.200)
10	SLU5	Strength/Stress G1(1.350) + G3.1(1.500) + + Tendon Primary(1.000) +	Add	G2.1(1.350) + G3.2(1.500) + Creep Secondary(1.200) +	G2.2(1.500) SLU MLC 1+2+3+4(1.350) Shrinkage Secondary(1.200)
11	SISMA X +1+0.3	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(0.300) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(1.000) Creep Secondary(1.000)
12	SISMA X +1-0.3	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(-0.300) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(1.000) Creep Secondary(1.000)
13	SISMA X -1+0.3	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(0.300) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(-1.000) Creep Secondary(1.000)
14	SISMA X -1-0.3	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(-0.300) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(-1.000) Creep Secondary(1.000)
15	SISMA Y +0.3+1	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(1.000) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(0.300) Creep Secondary(1.000)
16	SISMA Y +0.3-1	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(1.000) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(-0.300) Creep Secondary(1.000)
17	SISMA Y -0.3+1	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(-1.000) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(0.300) Creep Secondary(1.000)
18	SISMA Y -0.3-1	Strength/Stress G1(1.000) + G3.1(1.000) + + Sisma Y(-1.000) + + Shrinkage Secondary(1.000)	Add	G2.1(1.000) + G3.2(1.000) + Tendon Primary(1.000) +	G2.2(1.000) Sisma X(-0.300) Creep Secondary(1.000)
19	INVILUPPO	Strength/Stress SLE1(1.000) + + SLE4(1.000) + + SLU2(1.000) + + SLU5(1.000) + + SISMA X -1+0.3(1.000) + + SISMA Y +0.3-1(1.000) +	Envelope	SLE2(1.000) + SLE5(1.000) + SLU3(1.000) + SISMA X +1+0.3(1.000) + SISMA X -1-0.3(1.000) + SISMA Y -0.3+1(1.000) +	SLE3(1.000) SLU1(1.000) SLU4(1.000) SISMA X +1-0.3(1.000) SISMA Y +0.3+1(1.000) SISMA Y -0.3-1(1.000)
20	INVILUPPO SISMA	Strength/Stress SISMA X +1+0.3(1.000) + + SISMA X -1-0.3(1.000) + + SISMA Y -0.3+1(1.000) +	Envelope	SISMA X +1-0.3(1.000) + SISMA Y +0.3+1(1.000) + SISMA Y -0.3-1(1.000)	SISMA X -1+0.3(1.000) SISMA Y +0.3-1(1.000)

Sollecitazioni:

MOMENTO (SLU 1)

M+ = 568.11 kNm

M- = 468.55 kNm

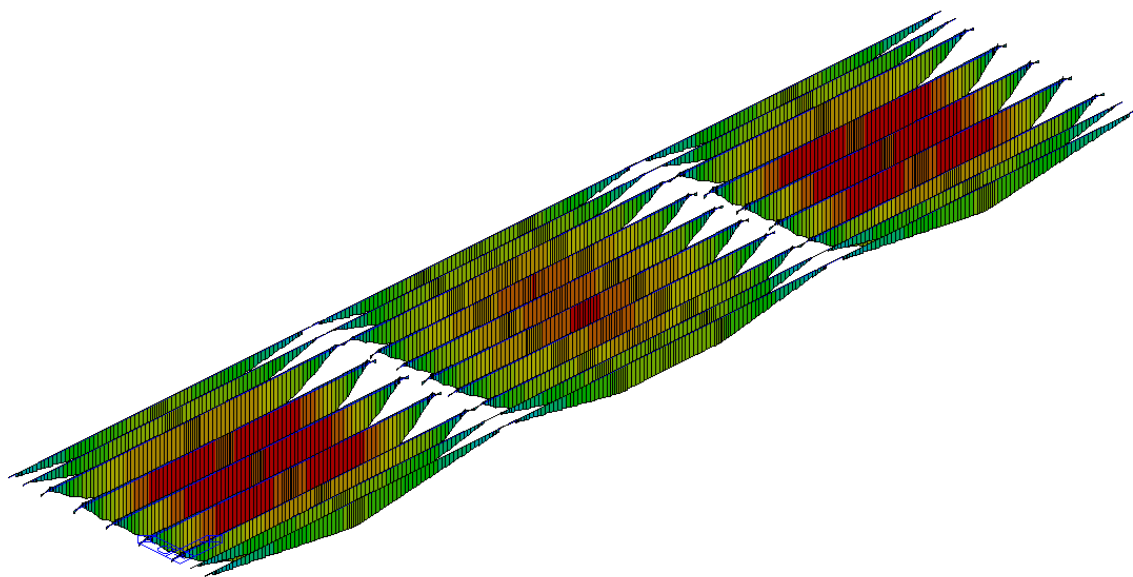


MOMENTO CARICHI MOBILI (SLU MCL 1+2+3+4)

M+ = 741.34 kNm

M- = 55.75 kNm

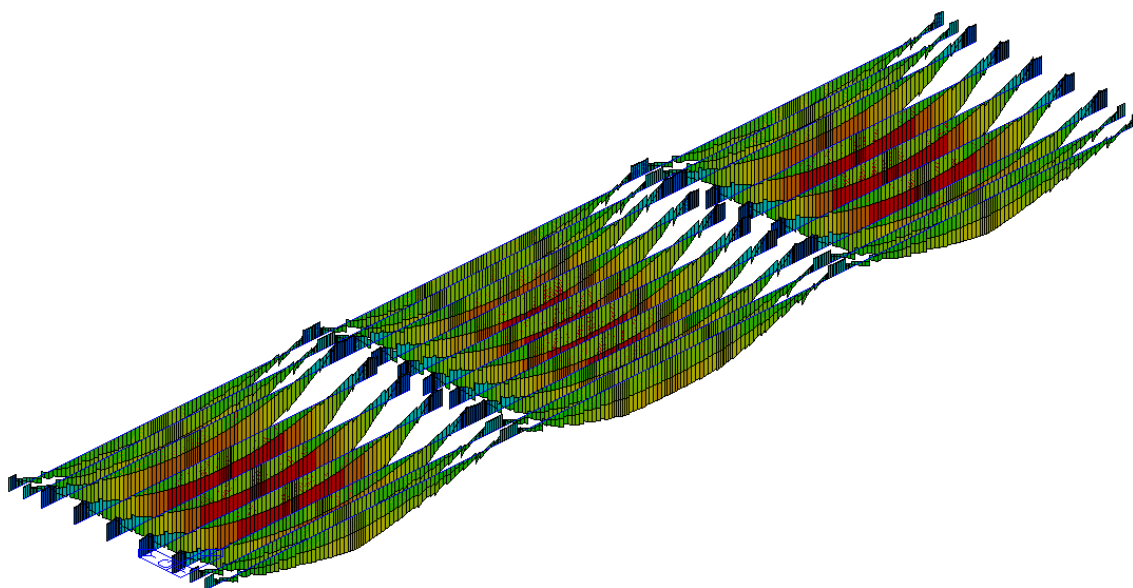
+



MOMENTO (SLU 5)

$M+ = 1495.69 \text{ kNm}$

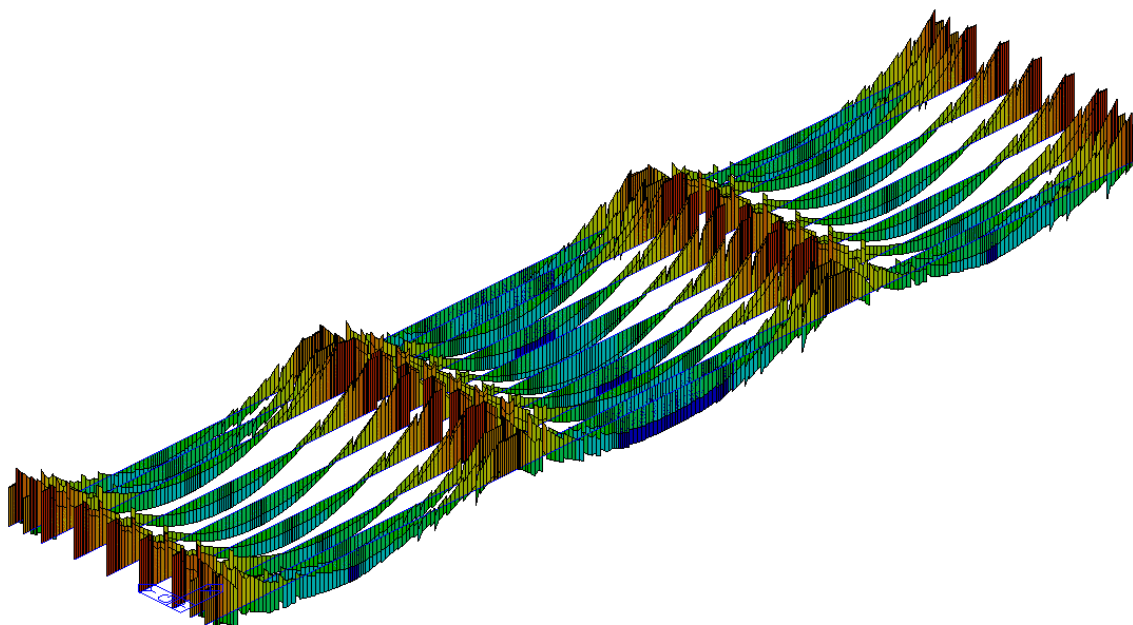
$M- = 543.13 \text{ kNm}$



MOMENTO (INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE)

$M+ = 328.53 \text{ kNm}$

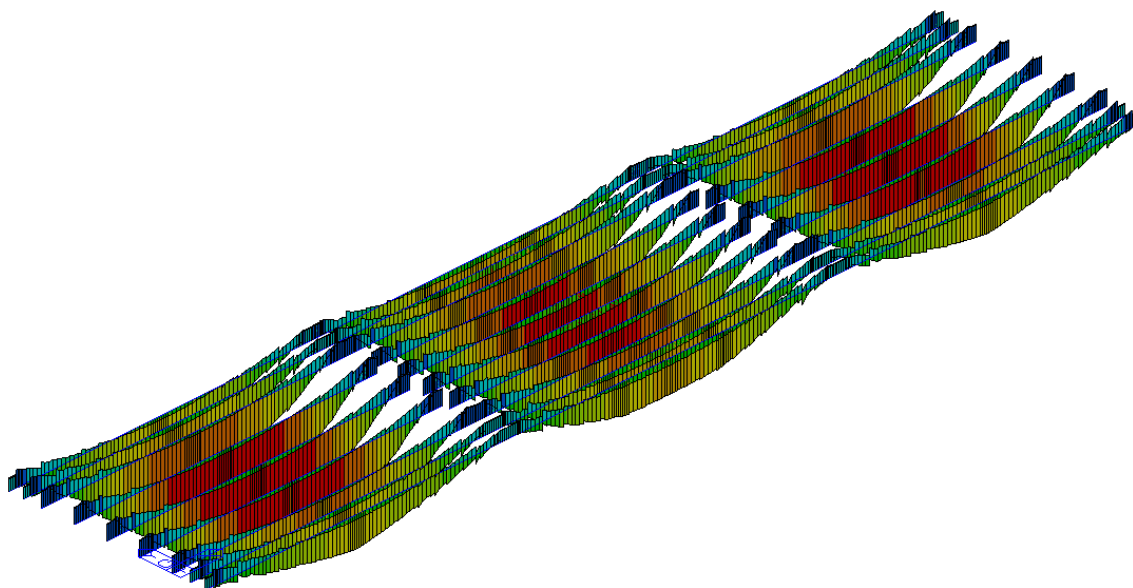
$M- = 499.14 \text{ kNm}$



MOMENTO (INVILUPPO TUTTE COMBINAZIONI)

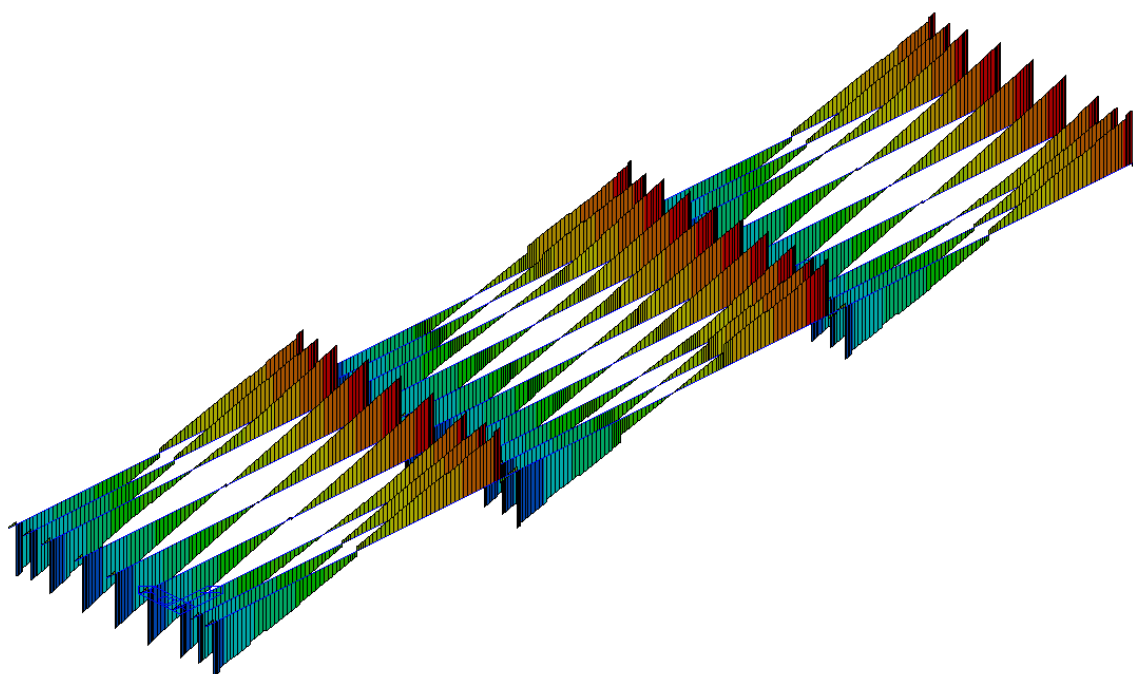
$M+ = 1495.69 \text{ kNm}$

$M- = 547.69 \text{ kNm}$



TAGLIO (SLU 1)

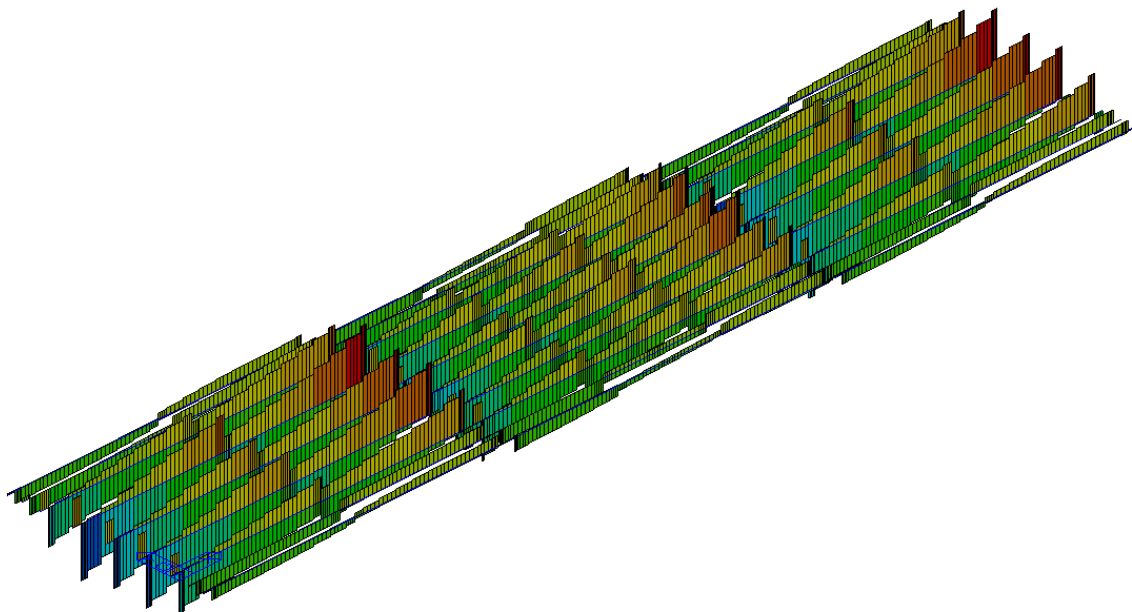
$V_{\max} = 278.83 \text{ kN}$



TAGLIO CARICHI MOBILI (SLU MCL 1+2+3+4)

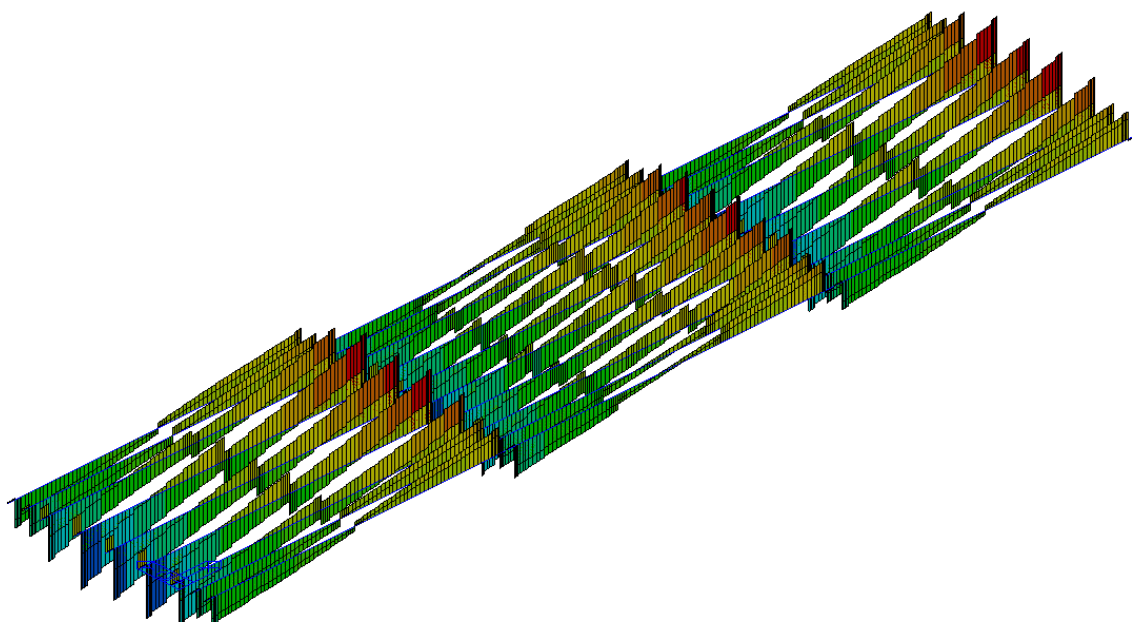
$V_{max} = 317.21 \text{ kN}$

+

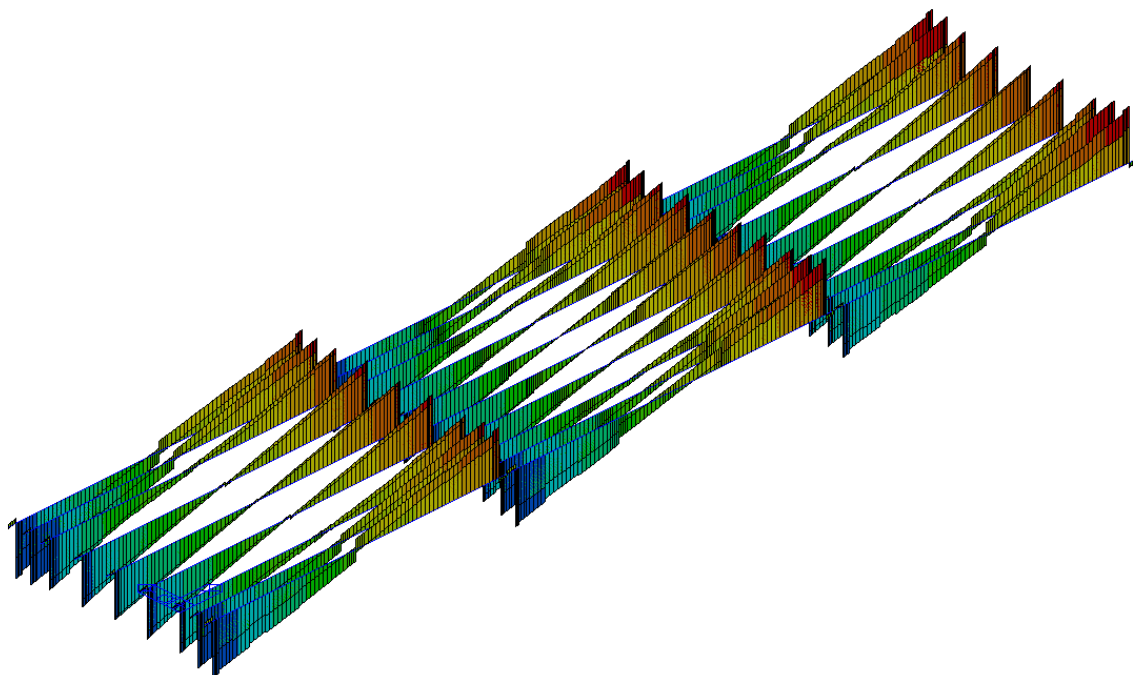


TAGLIO (SLU 5)

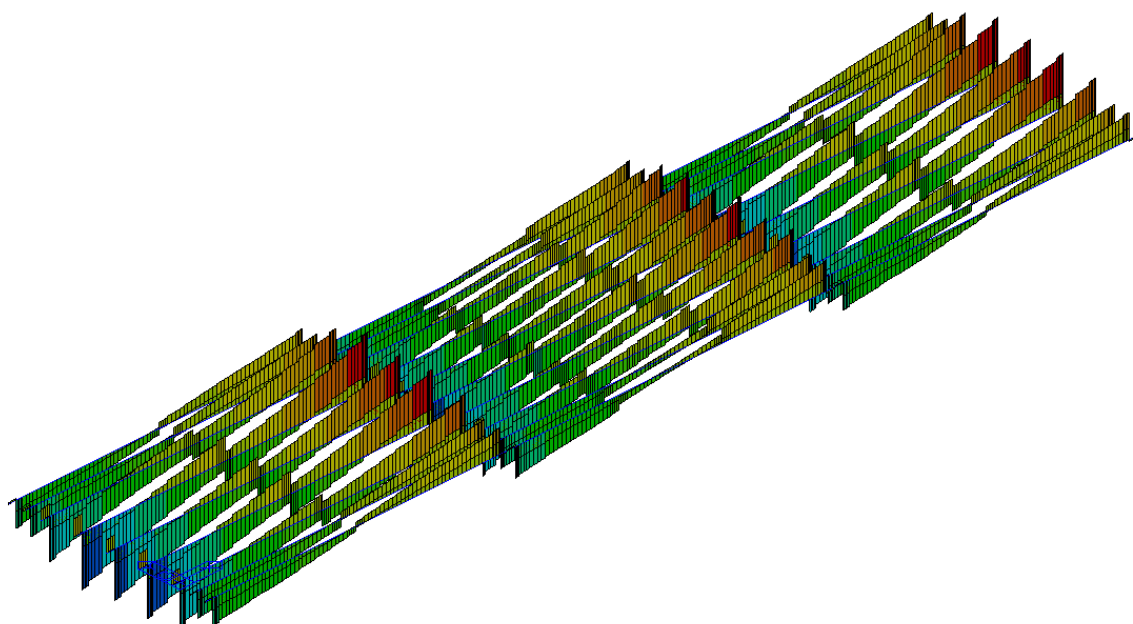
$V_{max} = 699.86 \text{ kN}$



TAGLIO (INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE)
 $V_{max} = 234.44 \text{ kN}$

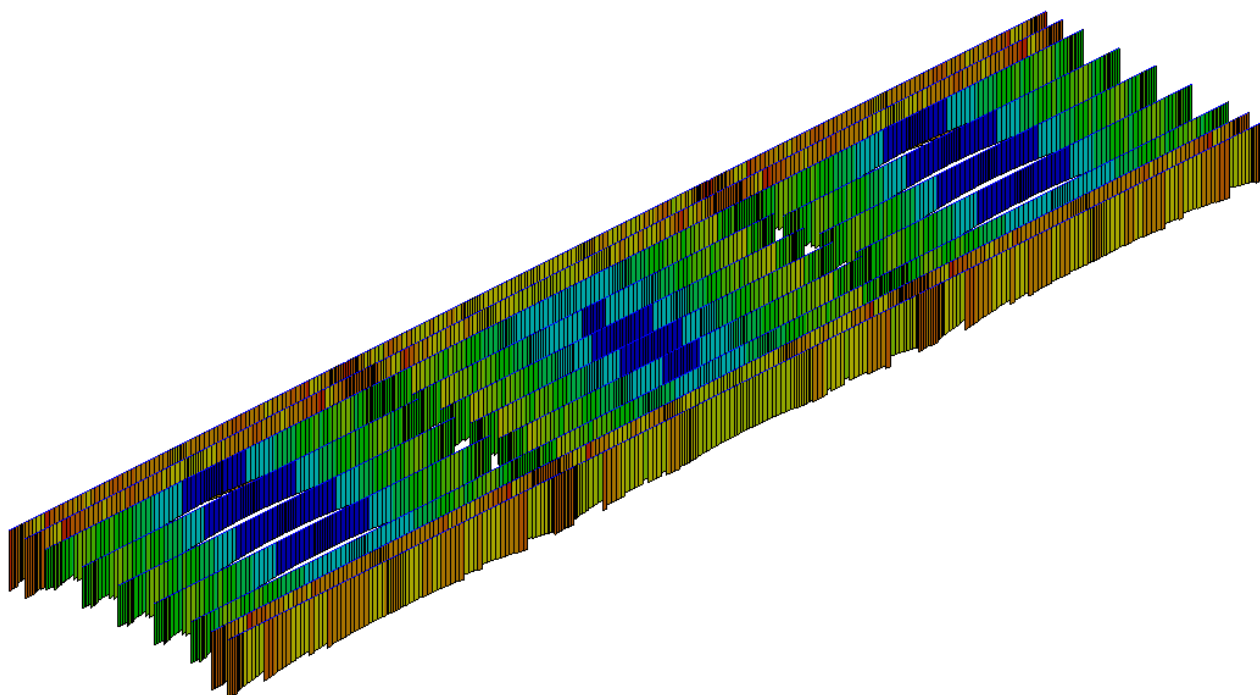


TAGLIO (INVILUPPO TUTTE COMBINAZIONI)
 $V_{max} = 699.86 \text{ kN}$



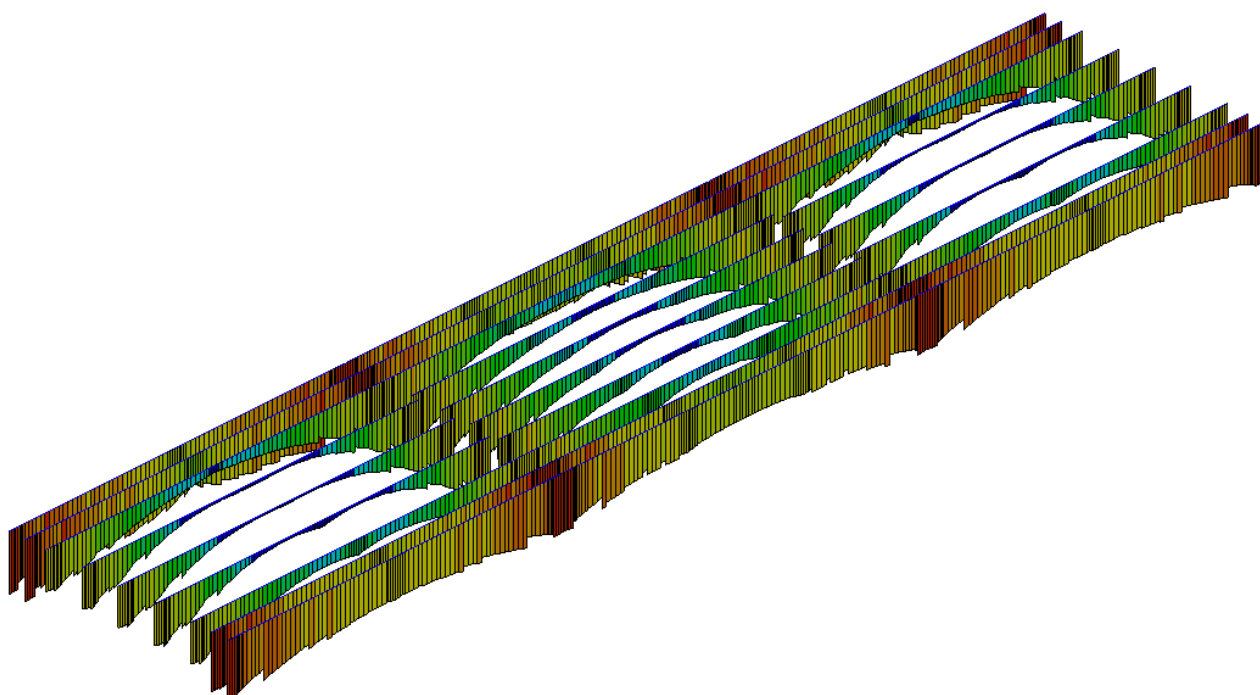
TENSIONE AL LEMBO INFERIORE (SLU1)

$\sigma_{\max} = 8.28 \text{ N/mm}^2$ (compressione)



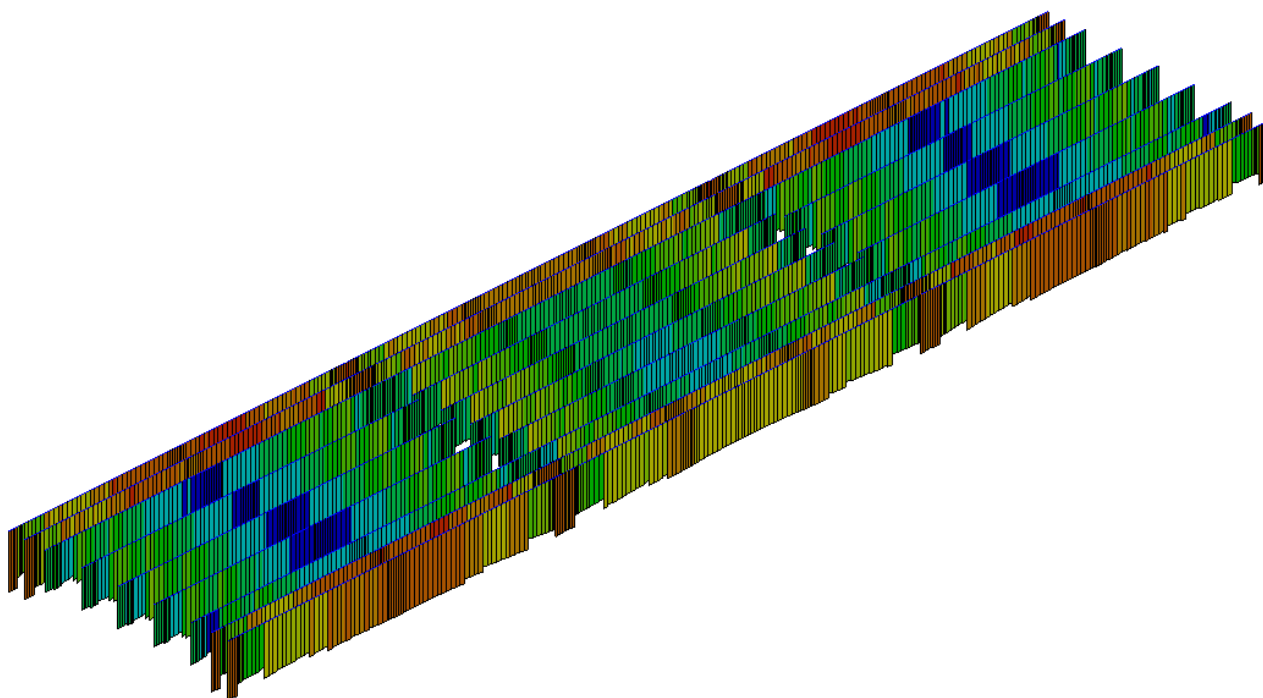
TENSIONE AL LEMBO INFERIORE (SLU5)

$\sigma_{\max} = 0.48 \text{ N/mm}^2$ (compressione)



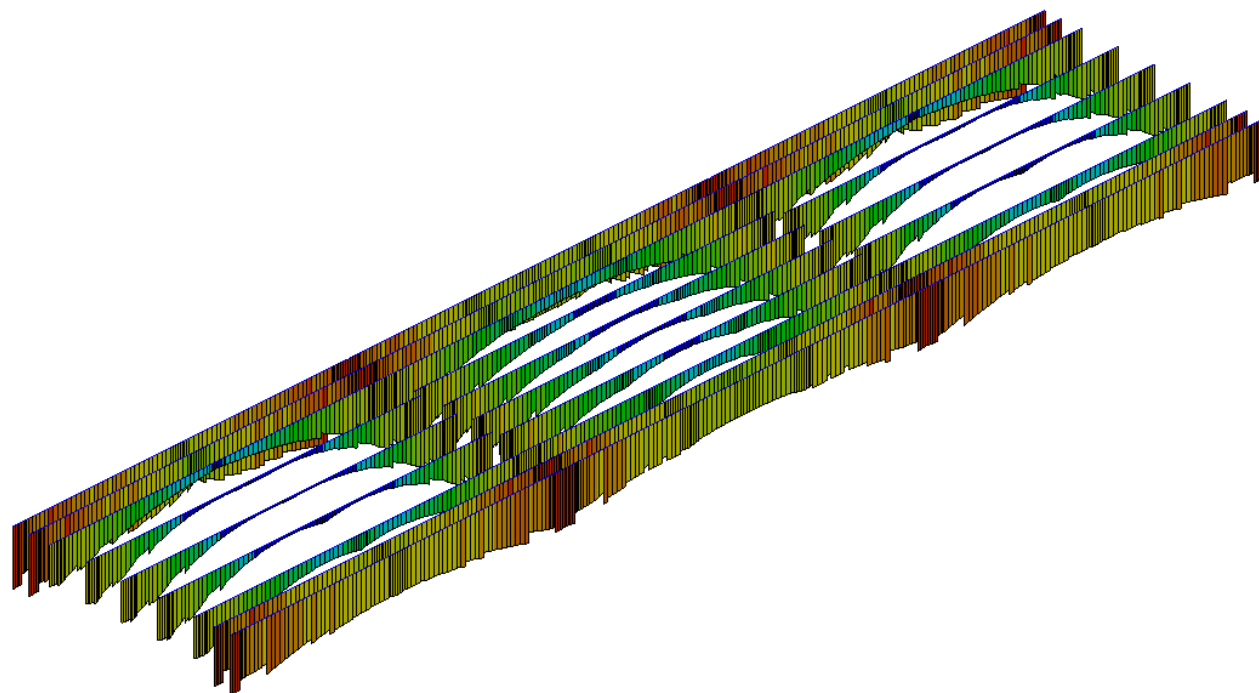
TENSIONE AL LEMBO INFERIORE (INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE)

$\sigma_{\max} = 9.96 \text{ N/mm}^2$ (compressione)



TENSIONE AL LEMBO INFERIORE (INVILUPPO TUTTE COMBINAZIONI)

$\sigma_{\max} = 0.48 \text{ N/mm}^2$ (compressione)



Verifiche momento

Element Number	704
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

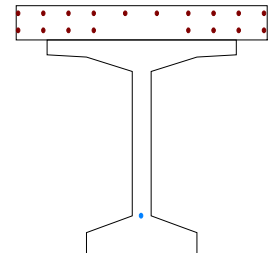
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$\alpha_{cc} = 0.001$ (for the Compressive strength)

$\alpha_{ct} = 0.001$ (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	315763,376	547859,010
I _y (mm ⁴)	47668427947,151	89324466894,093
y _{st} (mm)	-	399,620
y _{sb} (mm)	-	239,620
y _t (mm)	474,623	239,620
y _b (mm)	525,377	760,380
Z _{st} (mm ³)	-	98532701,799
Z _{sb} (mm ³)	-	130277405,994
Z _t (mm ³)	25555641,293	130277405,994
Z _b (mm ³)	43809670,788	128530753,666



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck}(g) = 40,000$ MPa

$E_c(g) = 35220,000$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48,000$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}(2/3) = 3,509$ MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456$ MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk}(g) = 430,000$ MPa , $E_s(g) = 206000,000$ MPa

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck}(s) = 25,000$ MPa

$E_c(s) = 30471,000$ MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33,000$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}(2/3) = 2,565$ MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795$ MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk}(s) = 430,000$ MPa , $E_s(s) = 206000,000$ MPa

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		Ep (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR 3 C 2	0.985	2.604	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, MR,d

- Design Load

Load Combination Name : SLU5

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : FX-MAX

MEd = 1.518 kNm

- factor λ , and factor η

$\lambda(g) = 0,800$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\lambda(s) = 0,800$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta(g) = 1,000$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta(s) = 1,000$ ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

- Design strength of concrete

Girder : $f_{cd}(g) = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}(g) / \gamma_c = 22,667$ MPa

Slab : $f_{cd}(s) = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}(s) / \gamma_c = 14,167$ MPa

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

- Design strength of Reinforcement

Girder : $f_{yd}(g) = f_{yk}(g) / \gamma_s_rebar = 373,913$ MPa

Slab : $f_{yd}(s) = f_{yk}(s) / \gamma_s_rebar = 373,913$ MPa

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

- Calculate Neutral Axis

1) Assume neutral axis depth.

2) Calculate the strain of steel and tendon.

3) Calculate the stress of steel and tendon.

4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.

5) Check if the resultant force of cross-section is zero.

6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C)		Tension Force (T)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	6.778	0.337	0.000	3.526	000.002
2	0.290	5.565	0.337	0.000	3.553	000.002
3	0.145	2.616	0.314	0.000	3.553	000.001
4	0.218	3.989	0.337	0.000	3.553	000.001
5	0.181	3.270	0.337	0.000	3.553	000.001
6	0.163	2.943	0.337	0.000	3.553	000.001
7	0.172	3.107	0.337	0.000	3.553	000.001
8	0.177	3.188	0.337	0.000	3.553	000.001
9	0.179	3.229	0.337	0.000	3.553	000.001
10	0.178	3.209	0.337	0.000	3.553	000.001
11	0.178	3.219	0.337	0.000	3.553	000.001

- Calculate $F_c(g)$, $F_c(s)$, F_s , F_p (EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$\begin{aligned}
 F_c(g) &= (\eta(g) \cdot f_{cd}(g)) \cdot A_{ca}(g) = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Girder} \\
 F_c(s) &= (\eta(s) \cdot f_{cd}(s)) \cdot A_{ca}(s) = 3219,136 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Slab} \\
 F_s &= f_s \cdot A_s' = 336,522 \text{ kN} && : \text{Compression reinforcement Force} \\
 F_p &= \sum F_{pi} = 0,000 \text{ kN} && : \text{Tension Force in reinforcement} \\
 &= \sum F_{pi} = 3552,898 \text{ kN} && : \text{Tension Force in Tendon} \\
 \text{where, } a &= \lambda \cdot x = 142,734 \text{ mm} \\
 x &= 178,418 \text{ mm} && : \text{neutral axis depth} \\
 A_{ca}(g) &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part} \\
 A_{ca}(s) &= 227233,125 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part} \\
 A_s' &= 900,000 \text{ mm}^2 && : \text{Compression reinforcement areas} \\
 A_s &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Tension reinforcement areas}
 \end{aligned}$$

Num	StressEff (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR 3 C 2	877,513	0,01582	0,00450	0,02032	1364,400	2604,000	3552,898
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							3552,898

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= F_c(g) \cdot a_c(g) + F_c(s) \cdot a_c(s) + F_s \cdot s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) \\
 &= 3245,153 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 1518,290 \text{ kNm} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

where,
 $a_c(g)$, $a_c(s)$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	715
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

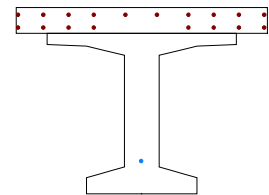
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	382721,939	614817,572
I_y (mm ⁴)	49893200096,649	94604659125,779
y_{st} (mm)	-	424,462
y_{sb} (mm)	-	264,462
y_t (mm)	473,306	264,462
y_b (mm)	525,694	734,538
Z_{st} (mm ³)	-	94893317,270
Z_{sb} (mm ³)	-	123721419,410
Z_t (mm ³)	26324664,333	123721419,410
Z_b (mm ³)	45127996,000	137955815,804



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(g)}$ = 40,000 MPa

$E_{c(g)}$ = 35220,000 MPa

f_{cm} = $f_{ck} + 8$ = 48,000 MPa

f_{ctm} = $0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3,509 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05}$ = $0.7 \cdot f_{ctm}$ = 2,456 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(g)}$ = 430,000 MPa , $E_{s(g)}$ = 206000,000 MPa

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(s)}$ = 25,000 MPa

$E_{c(s)}$ = 30471,000 MPa

f_{cm} = $f_{ck} + 8$ = 33,000 MPa

f_{ctm} = $0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 2,565 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05}$ = $0.7 \cdot f_{ctm}$ = 1,795 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(s)}$ = 430,000 MPa , $E_{s(s)}$ = 206000,000 MPa

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR 3 C 2	0.959	2.046	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : FX-MIN

M_{Ed} = -498,18 kN · m

- factor λ , and factor η

$\lambda_{(g)}$ = 0,800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\lambda_{(s)}$ = 0,800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta_{(g)}$ = 1,000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta_{(s)}$ = 1,000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

Girder : $f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667$ MPa

Slab : $f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167$ MPa

- Design strength of Reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

Girder	:	$f_{yd(g)}$	=	$f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar}$	=	373,913 MPa
Slab	:	$f_{yd(s)}$	=	$f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar}$	=	373,913 MPa

- Calculate Neutral Axis
- 1) Assume neutral axis depth.
 - 2) Calculate the strain of steel and tendon.
 - 3) Calculate the stress of steel and tendon.
 - 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
 - 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
 - 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	3.764	0.000	0.337	0.000	000.011
2	0.290	2.608	0.000	0.337	0.000	000.008
3	0.145	1.818	0.000	0.337	2.302	000.001
4	0.217	2.319	0.000	0.337	0.000	000.007
5	0.181	2.135	0.000	0.337	1.916	000.001
6	0.199	2.242	0.000	0.337	1.776	000.001
7	0.190	2.193	0.000	0.337	1.843	000.001
8	0.186	2.165	0.000	0.337	1.879	000.001
9	0.188	2.179	0.000	0.337	1.861	000.001
10	0.189	2.186	0.000	0.337	1.852	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p (EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$F_{c(g)}$	=	$(\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)}$	=	2186,295 kN	: Compression Force for Girder
$F_{c(s)}$	=	$(\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)}$	=	0,000 kN	: Compression Force for Slab
$F_{s'}$	=	$f_{s'} \cdot A_{s'}$	=	0,000 kN	: Compression reinforcement Force
F_s	=	$f_s \cdot A_s$	=	336,522 kN	: Tension Force in reinforcement
F_p	=	$\sum F_{pi}$	=	1851,660 kN	: Tension Force in Tendon

where,

a	=	$\lambda \cdot x$	=	151,213 mm	
x	=		=	189,017 mm	: neutral axis depth
$A_{ca(g)}$	=		=	96454,192 mm ²	: Area of rectangular con'c stress block for girder part
$A_{ca(s)}$	=		=	0,000 mm ²	: Area of rectangular con'c stress block for slab part
$A_{s'}$	=		=	0,000 mm ²	: Compression reinforcement areas
A_s	=		=	900,000 mm ²	: Tension reinforcement areas

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR 3 C 2	865,684	0,00020	0,00444	0,00464	905,015	2046,000	1851,660
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							1851,660

where,

Stress_{Eff} = $\epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi}$

$\Delta \epsilon_{pi}$: concrete strain at tendon depth under fracture state

$\epsilon_{p(0)i}$: tendon strain under the effective Prestressing stress

$\epsilon_{pi} = \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i}$

$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$

$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$

$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

M_{Rd}	=	$F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi})$	
	=	578,639 kN · m	$\geq M_{Ed} = -498,180 \text{ kN} \cdot \text{m}$ OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_{pi} is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	282
Position Information	I

1.Design Condition

1,1Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

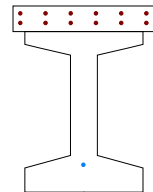
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$\alpha_{cc} = 0.001$ (for the Compressive strength)

$\alpha_{ct} = 0.001$ (for the Tensile strength)

1,2Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	360638,627	498484,609
I_y (mm ⁴)	46554741091,581	87212272527,907
y_{st} (mm)	-	540,328
y_{sb} (mm)	-	380,328
y_t (mm)	556,278	380,328
y_b (mm)	443,722	619,672
Z_{st} (mm ³)	-	36796423,952
Z_{sb} (mm ³)	-	52520346,544
Z_t (mm ³)	27452215,619	52520346,544
Z_b (mm ³)	27452215,619	31434952,955



1,3Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(g)} = 40,000\text{MPa}$

$E_{c(g)} = 35220,000\text{MPa}$

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48,000\text{MPa}$

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509\text{MPa}$ ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456\text{MPa}$

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(g)} = 430,000\text{MPa}$, $E_{s(g)} = 206000,000\text{MPa}$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(s)} = 25,000\text{MPa}$

$E_{c(s)} = 30471,000\text{MPa}$

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33,000\text{MPa}$

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565\text{MPa}$ ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795\text{MPa}$

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(s)} = 430,000\text{MPa}$, $E_{s(s)} = 206000,000\text{MPa}$

1,4Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR GED 3 C 2	0.993	3.348	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : FX-MAX

$M_{Ed} = 1.144\text{kN} \cdot \text{m}$

- factor λ , and factor η

$\lambda_{(g)} = 0.800$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$)

$\lambda_{(s)} = 0.800$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$)

$\eta_{(g)} = 1.000$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$)

$\eta_{(s)} = 1.000$ ($f_{ck} \leq 50\text{MPa}$)

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

Girder : $f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667\text{MPa}$

Slab : $f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167\text{MPa}$

- Design strength of Reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

Girder : $f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913\text{MPa}$
 Slab : $f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913\text{MPa}$

- Calculate Neutral Axis
- 1) Assume neutral axis depth.
 - 2) Calculate the strain of steel and tendon.
 - 3) Calculate the stress of steel and tendon.
 - 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
 - 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
 - 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	4.704	0.691	0.000	4.523	000.001
2	0.290	3.264	0.691	0.000	4.568	000.001
3	0.435	4.257	0.691	0.000	4.568	000.001
4	0.363	4.005	0.691	0.000	4.568	000.001
5	0.326	3.714	0.691	0.000	4.568	000.001
6	0.344	3.880	0.691	0.000	4.568	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p (EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$F_{c(g)} = (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 1839,858\text{kN} \quad : \text{Compression Force for Girder}$$

$$F_{c(s)} = (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 2040,000\text{kN} \quad : \text{Compression Force for Slab}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 690,991\text{kN} \quad : \text{Compression reinforcement Force}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0,000\text{kN} \quad : \text{Tension Force in reinforcement}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 4568,011\text{kN} \quad : \text{Tension Force in Tendon}$$

where, $a = \lambda \cdot x = 275,500\text{mm}$

$x = 344,375\text{mm}$: neutral axis depth
 $A_{ca(g)} = 81170,187\text{mm}^2$: Area of rectangular con'c stress block for girder part
 $A_{ca(s)} = 144000,000\text{mm}^2$: Area of rectangular con'c stress block for slab part
 $A_{s'} = 1848,000\text{mm}^2$: Compression reinforcement areas
 $A_s = 0,000\text{mm}^2$: Tension reinforcement areas

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta\epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR GED 3 C 2	864,532	0,00660	0,00443	0,01103	1364,400	3348,000	4568,011
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							4568,011

where, $\text{StressEff} = \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi}$

$\Delta\epsilon_{pi}$: concrete strain at tendon depth under fracture state
 $\epsilon_{p(0)i}$: tendon strain under the effective Prestressing stress

$$\epsilon_{pi} = \Delta\epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i}$$

$$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

$$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$M_{Rd} = F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi})$$

$$= 3925,104\text{kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = 1144,357\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where, $a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	5214
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

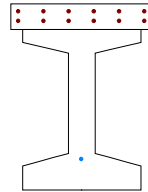
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EqvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EqvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	357263,376	495109,358
I_y (mm ⁴)	46116569608,823	86244035684,859
y_{st} (mm)	-	536,700
y_{sb} (mm)	-	376,700
y_t (mm)	552,913	376,700
y_b (mm)	447,087	623,300
Z_{st} (mm ³)	-	36884929,400
Z_{sb} (mm ³)	-	52800886,686
Z_t (mm ³)	27221506,895	52800886,686
Z_b (mm ³)	27221506,895	31116202,075



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR GED 4 C 2	0.971	2.604	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SISMA X -1-0.3

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = -404,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor λ , and factor η

$$\lambda_{(g)} = 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\lambda_{(s)} = 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta_{(g)} = 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta_{(s)} = 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

$$\text{Girder} : f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab} : f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

$$\begin{aligned} \text{Girder} &: f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \\ \text{Slab} &: f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	4.273	0.000	0.691	0.000	000.006
2	0.290	3.379	0.000	0.691	0.000	000.005
3	0.145	1.972	0.000	0.691	2.769	000.001
4	0.218	2.909	0.000	0.691	0.000	000.004
5	0.181	2.465	0.000	0.691	2.305	000.001
6	0.199	2.704	0.000	0.691	0.000	000.004
7	0.190	2.588	0.000	0.691	0.000	000.004
8	0.186	2.527	0.000	0.691	2.259	000.001
9	0.188	2.557	0.000	0.691	2.237	000.001
10	0.189	2.573	0.000	0.691	2.227	000.001
11	0.190	2.580	0.000	0.691	0.000	000.004
12	0.189	2.576	0.000	0.691	0.000	000.004
13	0.189	2.575	0.000	0.691	0.000	000.004
14	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001
15	0.189	2.574	0.000	0.691	0.000	000.004
16	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001
17	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001
18	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001
19	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001
20	0.189	2.574	0.000	0.691	2.226	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$\begin{aligned} F_{c(g)} &= (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 2574,101 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Girder} \\ F_{c(s)} &= (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Slab} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression reinforcement Force} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 690,991 \text{ kN} && : \text{Tension Force in reinforcement} \\ F_p &= \sum F_{pi} = 2225,794 \text{ kN} && : \text{Tension Force in Tendon} \end{aligned}$$

where,

$$\begin{aligned} a &= \lambda \cdot x = 151,428 \text{ mm} \\ x &= 189,285 \text{ mm} && : \text{neutral axis depth} \\ A_{ca(g)} &= 113563,290 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part} \\ A_{ca(s)} &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part} \\ A_s &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Compression reinforcement areas} \\ A_s &= 1848,000 \text{ mm}^2 && : \text{Tension reinforcement areas} \end{aligned}$$

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR GED 4 C 2	854,756	0,00000	0,00438	0,00438	854,760	2604,000	2225,794
							$F_p = \sum (F_{pi}) = 2225,794$

where,

$$\begin{aligned} \text{StressEff} &= \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi} \\ \Delta \epsilon_{pi} &: \text{concrete strain at tendon depth under fracture state} \\ \epsilon_{p(0)i} &: \text{tendon strain under the effective Prestressing stress} \\ \epsilon_{pi} &= \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i} \\ f_{pi} &= \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd}) \\ f_{pd} &= f_{p0,1k} / \gamma_s \\ F_{pi} &= f_{pi} \cdot A_{pi} \end{aligned}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) \\ &= 907,834 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = -403,786 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	352
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

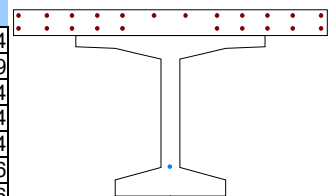
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	Equvint sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	Equvint sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	314919,564	604915,224
I_y (mm ⁴)	47529386053,659	94416730926,549
y_{st} (mm)	-	368,134
y_{sb} (mm)	-	208,134
y_t (mm)	473,537	208,134
y_b (mm)	526,463	791,866
Z_{st} (mm ³)	-	135210115,976
Z_{sb} (mm ³)	-	167784036,364
Z_t (mm ³)	25547720,142	167784036,364
Z_b (mm ³)	43796091,671	331780228,587



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR 3 C 3	0.981	2.418	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX

$$M_{Ed} = 1.443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor λ , and factor η

$$\begin{aligned}
 \lambda_{(g)} &= 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \lambda_{(s)} &= 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \eta_{(g)} &= 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \eta_{(s)} &= 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})
 \end{aligned}$$

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

$$\text{Girder} : f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab} : f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

$$\begin{aligned} \text{Girder} &: f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \\ \text{Slab} &: f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	7.680	0.411	0.000	3.269	000.002
2	0.290	6.467	0.411	0.000	3.299	000.002
3	0.145	3.270	0.379	0.000	3.299	000.001
4	0.073	1.635	0.197	0.187	3.299	000.001
5	0.109	2.453	0.224	0.035	3.299	000.001
6	0.127	2.861	0.319	0.000	3.299	000.001
7	0.136	3.066	0.351	0.000	3.299	000.001
8	0.131	2.964	0.336	0.000	3.299	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$\begin{aligned} F_{c(g)} &= (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Girder} \\ F_{c(s)} &= (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 2963,649 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Slab} \\ F_{s'} &= f_{s'} \cdot A_{s'} = 335,696 \text{ kN} && : \text{Compression reinforcement Force} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 0,000 \text{ kN} && : \text{Tension Force in reinforcement} \\ F_p &= \sum F_{pi} = 3299,119 \text{ kN} && : \text{Tension Force in Tendon} \end{aligned}$$

where,

$$\begin{aligned} a &= \lambda \cdot x = 105,125 \text{ mm} \\ x &= 131,406 \text{ mm} && : \text{neutral axis depth} \\ A_{ca(g)} &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part} \\ A_{ca(s)} &= 209198,750 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part} \\ A_{s'} &= 1100,000 \text{ mm}^2 && : \text{Compression reinforcement areas} \\ A_s &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Tension reinforcement areas} \end{aligned}$$

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \varepsilon_{pi}$	$\varepsilon_{p(0)i}$	ε_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR 3 C 3	880,321	0,02262	0,00451	0,02714	1364,400	2418,000	3299,119
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							3299,119

where,

$$\begin{aligned} \text{StressEff} &= \varepsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi} \\ \Delta \varepsilon_{pi} &: \text{concrete strain at tendon depth under fracture state} \\ \varepsilon_{p(0)i} &: \text{tendon strain under the effective Prestressing stress} \\ \varepsilon_{pi} &= \Delta \varepsilon_{pi} + \varepsilon_{p(0)i} \\ f_{pi} &= \min(\varepsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd}) \\ f_{pd} &= f_{p0,1k} / \gamma_s \\ F_{pi} &= f_{pi} \cdot A_{pi} \end{aligned}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) \\ &= 3054,486 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = 1442,791 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_{pi} is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	124
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

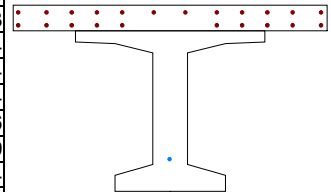
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	382721,939	672717,598
I_y (mm ⁴)	49924701287,227	101046300393,543
y_{st} (mm)	-	394,884
y_{sb} (mm)	-	234,884
y_t (mm)	473,394	234,884
y_b (mm)	525,606	764,116
Z_{st} (mm ³)	-	130743185,119
Z_{sb} (mm ³)	-	160795098,444
Z_t (mm ³)	26374871,183	160795098,444
Z_b (mm ³)	45214064,886	369512901,728



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR 3 C 1	0.963	2.046	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MIN

$$M_{Ed} = -543,96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor λ , and factor η

$$\begin{aligned}
 \lambda_{(g)} &= 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \lambda_{(s)} &= 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \eta_{(g)} &= 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \\
 \eta_{(s)} &= 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})
 \end{aligned}$$

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

$$\text{Girder} : f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab} : f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

Girder : $f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913\text{MPa}$

Slab : $f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913\text{MPa}$

- Calculate Neutral Axis
- 1) Assume neutral axis depth.
 - 2) Calculate the strain of steel and tendon.
 - 3) Calculate the stress of steel and tendon.
 - 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
 - 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
 - 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	3.764	0.000	0.411	0.000	000.009
2	0.290	2.608	0.000	0.411	0.000	000.006
3	0.145	1.818	0.000	0.411	2.260	000.001
4	0.217	2.319	0.000	0.411	0.000	000.006
5	0.181	2.135	0.000	0.411	1.882	000.001
6	0.199	2.242	0.000	0.411	0.000	000.005
7	0.190	2.193	0.000	0.411	1.810	000.001
8	0.195	2.219	0.000	0.411	1.777	000.001
9	0.192	2.206	0.000	0.411	1.793	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p (EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$F_{c(g)} = (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 2206,205\text{kN} \quad : \text{Compression Force for Girder}$$

$$F_{c(s)} = (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 0,000\text{kN} \quad : \text{Compression Force for Slab}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0,000\text{kN} \quad : \text{Compression reinforcement Force}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 411,304\text{kN} \quad : \text{Tension Force in reinforcement}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 1793,101\text{kN} \quad : \text{Tension Force in Tendon}$$

where,

$$a = \lambda \cdot x = 153,930\text{mm}$$

$$x = 192,412\text{mm} \quad : \text{neutral axis depth}$$

$$A_{ca(g)} = 97332,592\text{mm}^2 \quad : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part}$$

$$A_{ca(s)} = 0,000\text{mm}^2 \quad : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part}$$

$$A_{s'} = 0,000\text{mm}^2 \quad : \text{Compression reinforcement areas}$$

$$A_s = 1100,000\text{mm}^2 \quad : \text{Tension reinforcement areas}$$

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta\epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR 3 C 1	862,700	0,00007	0,00442	0,00449	876,394	2046,000	1793,101
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							1793,101

where,

$$\text{StressEff} = \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi}$$

$$\Delta\epsilon_{pi} : \text{concrete strain at tendon depth under fracture state}$$

$$\epsilon_{p(0)i} : \text{tendon strain under the effective Prestressing stress}$$

$$\epsilon_{pi} = \Delta\epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i}$$

$$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

$$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$M_{Rd} = F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi})$$

$$= 637,826\text{kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = -542,958\text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	3187
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

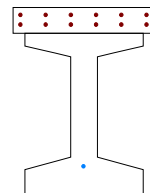
Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)
 α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	360638,627	498484,609
I_y (mm ⁴)	46554741091,581	87212272527,907
y_{st} (mm)	-	540,328
y_{sb} (mm)	-	380,328
y_t (mm)	556,278	380,328
y_b (mm)	443,722	619,672
Z_{st} (mm ³)	-	36796423,952
Z_{sb} (mm ³)	-	52520346,544
Z_t (mm ³)	27452215,619	52520346,544
Z_b (mm ³)	27452215,619	31434952,955



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(g)}$ = 40,000 MPa
 $E_{c(g)}$ = 35220,000 MPa
 f_{cm} = $f_{ck} + 8$ = 48,000 MPa
 f_{ctm} = $0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3,509 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ctk;0.05}$ = $0.7 \cdot f_{ctm}$ = 2,456 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(g)}$ = 430,000 MPa , $E_{s(g)}$ = 206000,000 MPa

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(s)}$ = 25,000 MPa
 $E_{c(s)}$ = 30471,000 MPa
 f_{cm} = $f_{ck} + 8$ = 33,000 MPa
 f_{ctm} = $0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 2,565 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)
 $f_{ctk;0.05}$ = $0.7 \cdot f_{ctm}$ = 1,795 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(s)}$ = 430,000 MPa , $E_{s(s)}$ = 206000,000 MPa

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR GED 3 C 1	0.993	3.348	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
 Design Situations : Persistent & Transient
 Load Combination Type : FX-MAX
 M_{Ed} = 1.078 kN · m

- factor λ , and factor η

$\lambda_{(g)}$ = 0.800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)
 $\lambda_{(s)}$ = 0.800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)
 $\eta_{(g)}$ = 1.000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)
 $\eta_{(s)}$ = 1.000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

Girder : $f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667$ MPa
 Slab : $f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167$ MPa

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

$$\begin{aligned} \text{Girder} &: f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \\ \text{Slab} &: f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	4.704	0.691	0.000	4.505	000.001
2	0.290	3.264	0.691	0.000	4.568	000.001
3	0.435	4.257	0.691	0.000	4.568	000.001
4	0.363	4.005	0.691	0.000	4.568	000.001
5	0.326	3.714	0.691	0.000	4.568	000.001
6	0.344	3.880	0.691	0.000	4.568	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$\begin{aligned} F_{c(g)} &= (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 1839,858 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Girder} \\ F_{c(s)} &= (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 2040,000 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Slab} \\ F_{s'} &= f_s \cdot A_{s'} = 690,991 \text{ kN} && : \text{Compression reinforcement Force} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 0,000 \text{ kN} && : \text{Tension Force in reinforcement} \\ F_p &= \sum F_{pi} = 4568,011 \text{ kN} && : \text{Tension Force in Tendon} \\ \text{where, } a &= \lambda \cdot x = 275,500 \text{ mm} \\ x &= 344,375 \text{ mm} && : \text{neutral axis depth} \\ A_{ca(g)} &= 81170,187 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part} \\ A_{ca(s)} &= 144000,000 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part} \\ A_{s'} &= 1848,000 \text{ mm}^2 && : \text{Compression reinforcement areas} \\ A_s &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Tension reinforcement areas} \end{aligned}$$

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR GED 3 C 1	859,092	0,00660	0,00441	0,01100	1364,400	3348,000	4568,011
						$F_p = \sum (F_{pi}) =$	4568,011

where,

$$\text{StressEff} = \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi}$$

$\Delta \epsilon_{pi}$: concrete strain at tendon depth under fracture state

$\epsilon_{p(0)i}$: tendon strain under the effective Prestressing stress

$$\epsilon_{pi} = \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i}$$

$$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$$

$$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) \\ &= 3925,104 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = 1078,337 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Element Number	583
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

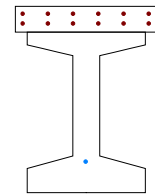
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.001 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 0.001 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	EqvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EqvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	357263,376	495109,358
I_y (mm ⁴)	46116569608,823	86244035684,859
y_{st} (mm)	-	536,700
y_{sb} (mm)	-	376,700
y_t (mm)	552,913	376,700
y_b (mm)	447,087	623,300
Z_{st} (mm ³)	-	36884929,400
Z_{sb} (mm ³)	-	52800886,686
Z_t (mm ³)	27221506,895	52800886,686
Z_b (mm ³)	27221506,895	31116202,075



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned}
 f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\
 E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\
 f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\
 f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\
 f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR GED 2 C 3	0.971	2.604	1.863	1.569	195.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : SISMA X +1-0.3

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = -484,38 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor λ , and factor η

$$\lambda_{(g)} = 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\lambda_{(s)} = 0,800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta_{(g)} = 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta_{(s)} = 1,000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

$$\text{Girder} : f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 22,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab} : f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 14,167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

$$\begin{aligned} \text{Girder} &: f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \\ \text{Slab} &: f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	0.580	4.273	0.000	0.691	0.000	000.006
2	0.290	3.379	0.000	0.691	0.000	000.005
3	0.145	1.972	0.000	0.691	2.762	000.001
4	0.218	2.909	0.000	0.691	0.000	000.004
5	0.181	2.465	0.000	0.691	2.298	000.001
6	0.199	2.704	0.000	0.691	0.000	000.004
7	0.190	2.588	0.000	0.691	0.000	000.004
8	0.186	2.527	0.000	0.691	2.252	000.001
9	0.188	2.557	0.000	0.691	2.231	000.001
10	0.189	2.573	0.000	0.691	2.220	000.001
11	0.190	2.580	0.000	0.691	0.000	000.004
12	0.189	2.576	0.000	0.691	0.000	000.004
13	0.189	2.575	0.000	0.691	0.000	000.004
14	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001
15	0.189	2.574	0.000	0.691	0.000	000.004
16	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001
17	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001
18	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001
19	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001
20	0.189	2.574	0.000	0.691	2.219	000.001

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$$\begin{aligned} F_{c(g)} &= (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)}) \cdot A_{ca(g)} = 2574,101 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Girder} \\ F_{c(s)} &= (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)}) \cdot A_{ca(s)} = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression Force for Slab} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 0,000 \text{ kN} && : \text{Compression reinforcement Force} \\ F_s &= f_s \cdot A_s = 690,991 \text{ kN} && : \text{Tension Force in reinforcement} \\ F_p &= \sum F_{pi} = 2218,831 \text{ kN} && : \text{Tension Force in Tendon} \end{aligned}$$

where,

$$\begin{aligned} a &= \lambda \cdot x = 151,428 \text{ mm} \\ x &= 189,285 \text{ mm} && : \text{neutral axis depth} \\ A_{ca(g)} &= 113563,290 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for girder part} \\ A_{ca(s)} &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Area of rectangular con'c stress block for slab part} \\ A_s &= 0,000 \text{ mm}^2 && : \text{Compression reinforcement areas} \\ A_s &= 1848,000 \text{ mm}^2 && : \text{Tension reinforcement areas} \end{aligned}$$

Num	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
TR GED 2 C 3	852,082	0,00000	0,00437	0,00437	852,085	2604,000	2218,831
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							2218,831

where,

$$\begin{aligned} \text{StressEff} &= \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi} \\ \Delta \epsilon_{pi} &: \text{concrete strain at tendon depth under fracture state} \\ \epsilon_{p(0)i} &: \text{tendon strain under the effective Prestressing stress} \\ \epsilon_{pi} &= \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i} \\ f_{pi} &= \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd}) \\ f_{pd} &= f_{p0,1k} / \gamma_s \\ F_{pi} &= f_{pi} \cdot A_{pi} \end{aligned}$$

- Calculate moment resistance, M_{Rd}

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) \\ &= 907,834 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = -484,380 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_p is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

Verifiche a taglio

Element Number	713
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

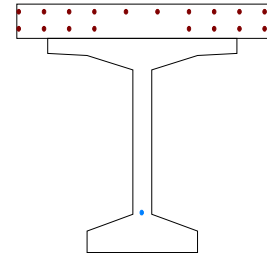
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.001 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 0.001 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	314919,564	547015,197
I _y (mm ⁴)	47500594040,174	88933243311,222
y _{st} (mm)	-	398,571
y _{sb} (mm)	-	238,571
y _t (mm)	473,430	238,571
y _b (mm)	526,570	761,429
Z _{st} (mm ³)	-	98668684,628
Z _{sb} (mm ³)	-	130524521,129
Z _t (mm ³)	25531863,496	130524521,129
Z _b (mm ³)	43768908,851	128235041,061



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$f_{ck(g)} = 40,000 \text{ MPa}$$

$$E_{c(g)} = 35220,000 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = \frac{f_{ck} + 8}{8} = 48,000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60)$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$f_{ck(s)} = 25,000 \text{ MPa}$$

$$E_{c(s)} = 30471,000 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = \frac{f_{ck} + 8}{8} = 33,000 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60)$$

$$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E _p (MPa)
				f _{pk}	f _{p0.1k}	
1	TR 3 C 2	0.978	2.418	1.863	1.569	195.000

3.Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, V_{Rd,c}

- Design Load

Load Combination Name : SLU
5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX

$$N_{Ed} = -4021,972 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 500,344 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 338,207 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Design strength of concrete

$$\text{Girder : } f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 26,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 16,667 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$\text{Girder : } f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

- Checking shear resistance of the regions cracked or uncracked in bending

$$f_b = -19,875 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa}$$

(Check the shear strength for noncrack section.)
where, f_b : Flexural tensile stress (Tension takes positive)
 $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$: Design tensile strength of concrete.

- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \frac{\sigma}{2} = 6,666 \text{ MPa} \quad (\text{DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7})$$

where,

$$\sigma_1 = (M_{non} \cdot y') / I_g = 3,693 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g = 2,973 \text{ MPa}$$

σ_1 : stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone

σ_2 : stress at the composite centroid due to prestress

$$M_{non} = 746,935 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

: Bending Moment in girder alone

$$y_{non} = 526,570 \text{ mm}$$

: Height to Centroid in girder alone

$$y_{com} = 761,429 \text{ mm}$$

: Height to Centroid in Composite section

$$y' = y_{com} - y_{non} = 234,859 \text{ mm}$$

$$A_g = 314919,564 \text{ mm}^2$$

: Area Girder alone

$$I_g = 4,7501E+10 \text{ mm}^4$$

: Moment of inertia in Girder alone

$$P = 2017,856 \text{ kN}$$

: A factored prestressing force after all losses

$$P \cdot e = -694,673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

: Moment of prestressing force

- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid

$$\tau_s = (V_{c1} / b_w) (Q_n / I_g) = 0,284 \text{ MPa}$$

where,

$$V_{c1} = 70,947 \text{ kN}$$

: Shear force on the precast girder alone

$$Q_n = 2,2814E+07 \text{ mm}^3$$

: First moment of Area in centroid of Girder alone

$$I_g = 4,7501E+10 \text{ mm}^4$$

: Moment of inertia in Girder alone

$$b_w = 120,000 \text{ mm}$$

: Girder width

- Additional shear force acting on the composite section

$$V_{c2} = (I_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{((f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot})} - \tau_s \} = 349,372 \text{ kN}$$

where,

$$Q_c = 1,0396E+08 \text{ mm}^3$$

: First moment of Area in centroid of Composite section

$$I_c = 8,8933E+10 \text{ mm}^4$$

: Moment of inertia in Composite section

$$b_w = 120,000 \text{ mm}$$

: Girder width

- Total shear resistance of the composite section

(regions Un-cracked in bending)

$$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} = 420,318 \text{ kN} < V_{Ed} = 500,344 \text{ kN}$$

\therefore Shear reinforcement is required
(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)

- Design Parameters

$$\alpha = 0,090^\circ$$

$$\theta = 0,045^\circ \quad (1 \leq \cot \theta \leq 2,5, \therefore 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ)$$

$$z = 0,911 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 0,158 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{w, \min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,000,000$$

where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.

θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.

z is the inner level arm.

A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement

$\rho_{w, \min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement

- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$ (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)~(4))

$$V_{Rd, \max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1,071 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \leq V_{Rd, \max}$$

$$= 0,717 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,500 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

where,

$$v_1 = v = 0,001$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 = 0,001 \quad (\text{for } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0,007 \text{ MPa}$$

$$N_{Ed} = 4,022 \text{ kN} \quad (\text{if compression, } N_{Ed} > 0)$$

$$A_c = 531,586 \text{ mm}^2$$

$$v = 0,7 \cdot (1 - f_{ck}/250)$$

v_1 is a strength reduction factor for concrete cracked in shear

α_{cw} is a coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord

2) Check minimum shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

- Check ratio of shear reinforcement

$$\rho_{w, \min} = 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,00118$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,01756 \geq \rho_{w, \min} = 0,00118 \quad \text{OK}$$

where, $\rho_{w, \min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement
 $A_{sw} = 158,000 \text{ mm}^2$: Area of diagonal reinforcement

- Check Spacing of stirrups

$$S_{l, \max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 739,500 \text{ mm}$$

$$s = 75,000 \text{ mm} \leq S_{l, \max} = 739,500 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

where, s is the spacing of the stirrups
 $d = 986,000 \text{ mm}$: effective depth

3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force (EN 1992-1-1;2004, 6.2.3.(7))

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 250,172 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z = 2928,839 \frac{\text{k}}{\text{N}}$$

$$\Delta F_{td} \leq (M_{Rd} - M_{Ed}) / z \quad \text{OK}$$

where, $M_{Rd} = 3005,773 \text{ kN}$: The moment resistance
 $z = 910,793 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

4) Check shear at the interface between concrete cast at different times (EN 1992-1-1;2004, 6.2.5)

- Shear stress in the interface

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) = 0,458 \text{ MPa}$$

where, $\beta = 1,0$: Conservatively adopted to take $\beta = 1.0$
 $V_E = 500,344 \frac{\text{k}}{\text{N}}$: Transverse shear force
 $z = 910,793 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis
 $b_i = 1200,000 \text{ mm}$: Width of interface

- Design shear resistance at the interface

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 1,511 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, \lim} = 0.5 v f_{cd} = 7,840 \text{ MPa}$$

$$V_{Edi} = 0,458 \text{ MPa} \leq V_{Rd} = \min[V_{Rdi}, V_{Rd, \lim}] = 1,511 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

where, $f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa}$: Minimum design tensile strength(f_{ctd}) and design strength(f_{cd})
 $f_{cd} = 26,667 \text{ MPa}$: of concrete between girder and slab
 $c = 0,400$: factors which depend on the roughness of the interface
 $\mu = 0,700$: factors which depend on the roughness of the interface
 $\sigma_n = w_s / A_i = 0,005 \text{ MPa}$
 $\rho = A_s / A_i = 0,003$
 $w_s = 5,995 \frac{\text{k}}{\text{N}}$: Weight of slab
 $A_i = 1200000,000 \text{ mm}^2$: Area of joint (1m for unit length)
 $A_s = 3907,000 \text{ mm}^2$: Area of reinforcement crossing the interface
 $f_{yd} = 373,913 \text{ MPa}$: Strength of shear connector
 $\alpha = 90,000^\circ$: Angle of reinforcement crossing the interface
($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$)

Element Number	5176
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

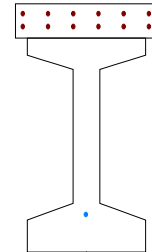
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.001 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 0.001 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	358951,002	496796,983
I _y (mm ⁴)	46381432804,289	86796840135,545
y _{st} (mm)	-	538,648
y _{sb} (mm)	-	378,648
y _t (mm)	554,780	378,648
y _b (mm)	445,220	621,352
Z _{st} (mm ³)	-	36855049,130
Z _{sb} (mm ³)	-	52675023,056
Z _t (mm ³)	27370613,761	52675023,056
Z _b (mm ³)	27370613,761	31301954,232



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\ E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\ E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E _p (MPa)
				f _{pk}	f _{p0.1k}	
1	TR GED 4 C 2	0.988	2.976	1.863	1.569	195.000

3.Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, V_{Rd,c}

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -4488,879 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 323,834 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 233,199 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Design strength of concrete

$$\text{Girder : } f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 26,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 16,667 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$\text{Girder : } f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

- Checking shear resistance of the regions cracked or uncracked in bending

$$f_b = -18,606 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa} \quad (\text{Check the shear strength for noncrack section.})$$

where, f_b : Flexural tensile stress (Tension takes positive)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05} / \gamma_c \quad \text{: Design tensile strength of concrete.}$$

- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 = 7,091 \text{ MPa} \quad (\text{DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7})$$

where,

$$\sigma_1 = (M_{non} \cdot y') / I_g = 2,686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g = 4,406 \text{ MPa}$$

σ_1 : stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone
 σ_2 : stress at the composite centroid due to prestress

$$M_{\text{non}} = 707,183 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Bending Moment in girder alone}$$

$$y_{\text{non}} = 445,220 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in girder alone}$$

$$y_{\text{com}} = 621,352 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in Composite section}$$

$$y' = y_{\text{com}} - y_{\text{non}} = 176,132 \text{ mm}$$

$$A_g = 358951,002 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area Girder alone}$$

$$I_g = 4,6381\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$P = 2520,552 \text{ kN} \quad \text{: A factored prestressing force after all losses}$$

$$P \cdot e = -688,981 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Moment of prestressing force}$$

- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid

$$\tau_s = (V_{c1} / b_w) (Q_n / I_g) = 0,290 \text{ MPa}$$

where,

$$V_{c1} = 68,747 \text{ kN} \quad \text{: Shear force on the precast girder alone}$$

$$Q_n = 3,3269\text{E}+07 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Girder alone}$$

$$I_g = 4,6381\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$b_w = 170,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Additional shear force acting on the composite section

$$V_{c2} = (I_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{((f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot})} - \tau_s \} = 518,595 \text{ kN}$$

where,

$$Q_c = 9,9314\text{E}+07 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Composite section}$$

$$I_c = 8,6797\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Composite section}$$

$$b_w = 170,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Total shear resistance of the composite section

$$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} = 587,341 \text{ kN} \quad \text{(regions Un-cracked in bending)} \quad \text{OK}$$

$$V_{Ed} = 323,834 \text{ kN} \quad \text{: No shear reinforcement is required}$$

(EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

2) Check minimum shear reinforcement

- Check ratio of shear reinforcement

$$\rho_{w, \min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,00118$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,00886 \geq \rho_{w, \min} = 0,00118 \quad \text{OK}$$

where, $\rho_{w, \min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement

$$A_{sw} = 226,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of diagonal reinforcement}$$

- Check Spacing of stirrups

$$S_{l, \max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 741,094 \text{ mm}$$

$$s = 150,000 \text{ mm} \leq S_{l, \max} = 741,094 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

where, s is the spacing of the stirrups

$$d = 988,125 \text{ mm} \quad \text{: effective depth}$$

3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 161,917 \text{ kN}$$

$$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z = 3794,375 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} \leq (M_{Rd} - M_{Ed}) / z \quad \text{OK}$$

where, $M_{Rd} = 3529,201 \text{ kN} \quad \text{: The moment resistance}$

$$z = 868,655 \text{ mm} \quad \text{: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis}$$

4) Check shear at the interface between concrete cast at different times

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.5)

- Shear stress in the interface

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) = 0,497 \text{ MPa}$$

where, $\beta = 1,0 \quad \text{: Conservatively adopted to take } \beta = 1.0$

$$V_{Ed} = 323,834 \text{ kN} \quad \text{: Transverse shear force}$$

$$z = 868,655 \text{ mm} \quad \text{: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis}$$

$$b_i = 750,000 \text{ mm} \quad \text{: Width of interface}$$

- Design shear resistance at the interface

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 1,347 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, \lim} = 0.5 v f_{cd} = 7,840 \text{ MPa}$$

$$V_{Edi} = 0,497 \text{ MPa} \leq V_{Rd} = \min[V_{Rdi}, V_{Rd, \lim}] = 1,347 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

where, $f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa} \quad \text{: Minimum design tensile strength}(f_{ctd}) \text{ and design strength}(f_{cd})$

$$f_{cd} = 26,667 \text{ MPa} \quad \text{: of concrete between girder and slab}$$

$$c = 0,400 \quad \text{: factors which depend on the roughness of the interface}$$

$$\mu = 0,700 \quad \text{: factors which depend on the roughness of the interface}$$

$$\sigma_n = w_s / A_i = 0,005 \text{ MPa}$$

$$\rho = A_s / A_i = 0,003$$

$$w_s = 3,389 \text{ kN} \quad \text{: Weight of slab}$$

$$A_i = 750000,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of joint (1m for unit length)}$$

$$A_s = 1886,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of reinforcement crossing the interface}$$

$$f_{yd} = 391,304 \text{ MPa} \quad \text{: Strength of shear connector}$$

$$\alpha = 90,000^\circ \quad \text{: Angle of reinforcement crossing the interface}$$

$$(45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ)$$

Element Number	600
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

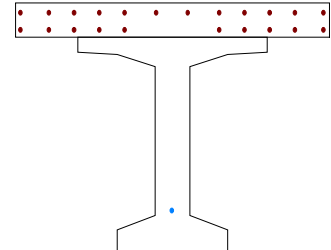
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.001 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 0.001 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	383565,751	673561,411
I _y (mm ⁴)	50092641226,766	101441882918,346
y _{st} (mm)	-	395,742
y _{sb} (mm)	-	235,742
y _t (mm)	474,377	235,742
y _b (mm)	524,623	763,258
Z _{st} (mm ³)	-	130617783,930
Z _{sb} (mm ³)	-	160603900,076
Z _t (mm ³)	26382792,335	160603900,076
Z _b (mm ³)	45227644,002	370578626,016



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\ E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\ E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk;0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E _p (MPa)
				f _{pk}	f _{p0.1k}	
1	TR 4 C 1	0.973	2.232	1.863	1.569	195.000

3.Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, V_{Rd,c}

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -3878,398 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 605,255 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 176,934 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Design strength of concrete

$$\text{Girder : } f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 26,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 16,667 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$\text{Girder : } f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

- Checking shear resistance of the regions cracked or uncracked in bending

$$f_b = -17,590 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa} \quad (\text{Check the shear strength for noncrack section.})$$

where, f_b : Flexural tensile stress (Tension takes positive)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0.05} / \gamma_c \quad \text{: Design tensile strength of concrete.}$$

- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 = 5,473 \text{ MPa} \quad (\text{DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7})$$

where,

$$\sigma_1 = (M_{non} \cdot y') / I_g = 3,549 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g = 1,925 \text{ MPa}$$

σ_1 : stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone
 σ_2 : stress at the composite centroid due to prestress

$$M_{\text{non}} = 744,908 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Bending Moment in girder alone}$$

$$y_{\text{non}} = 524,623 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in girder alone}$$

$$y_{\text{com}} = 763,258 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in Composite section}$$

$$y' = y_{\text{com}} - y_{\text{non}} = 238,635 \text{ mm}$$

$$A_g = 383565,751 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area Girder alone}$$

$$I_g = 5,0093\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$P = 1931,859 \text{ kN} \quad \text{: A factored prestressing force after all losses}$$

$$P \cdot e = -653,206 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Moment of prestressing force}$$

- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid

$$\tau_s = (V_{c1} / b_w) (Q_n / I_g) = 0,131 \text{ MPa}$$

where,

$$V_{c1} = 62,815 \text{ kN} \quad \text{: Shear force on the precast girder alone}$$

$$Q_n = 2,2932\text{E}+07 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Girder alone}$$

$$I_g = 5,0093\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$b_w = 220,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Additional shear force acting on the composite section

$$V_{c2} = (I_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{((f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot})} - \tau_s \} = 593,172 \text{ kN}$$

where,

$$Q_c = 1,2346\text{E}+08 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Composite section}$$

$$I_c = 1,0144\text{E}+11 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Composite section}$$

$$b_w = 220,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Total shear resistance of the composite section

$$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} = 655,987 \text{ kN} > V_{Ed} = 605,255 \text{ kN} \quad \text{(regions Un-cracked in bending)} \quad \text{OK}$$

∴ No shear reinforcement is required
(EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

2) Check minimum shear reinforcement

- Check ratio of shear reinforcement

$$\rho_{w, \min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,00118$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,00718 \geq \rho_{w, \min} = 0,00118 \quad \text{OK}$$

where, $\rho_{w, \min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement

$$A_{sw} = 158,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of diagonal reinforcement}$$

- Check Spacing of stirrups

$$S_{l, \max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 738,863 \text{ mm}$$

$$s = 100,000 \text{ mm} \leq S_{l, \max} = 738,863 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

where, s is the spacing of the stirrups

$$d = 985,150 \text{ mm} \quad \text{: effective depth}$$

3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 302,627 \text{ kN}$$

$$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z = 2865,252 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} \leq (M_{Rd} - M_{Ed}) / z \quad \text{OK}$$

where, $M_{Rd} = 2809,720 \text{ kN}$: The moment resistance
 $z = 918,867 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

4) Check shear at the interface between concrete cast at different times

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.5)

- Shear stress in the interface

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) = 0,549 \text{ MPa}$$

where, $\beta = 1,0$: Conservatively adopted to take $\beta = 1.0$
 $V_{Ed} = 605,255 \text{ kN}$: Transverse shear force
 $z = 918,867 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis
 $b_i = 1200,000 \text{ mm}$: Width of interface

- Design shear resistance at the interface

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 0,955 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, \lim} = 0.5 v f_{cd} = 7,840 \text{ MPa}$$

$$V_{Edi} = 0,549 \text{ MPa} \leq V_{Rd} = \min[V_{Rdi}, V_{Rd, \lim}] = 0,955 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

where, $f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa}$: Minimum design tensile strength(f_{ctd}) and design strength(f_{cd})
 $f_{cd} = 26,667 \text{ MPa}$ of concrete between girder and slab

$$c = 0,400$$
 : factors which depend on the roughness of the interface

$$\mu = 0,700$$
 : factors which depend on the roughness of the interface

$$\sigma_n = w_s / A_i = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\rho = A_s / A_i = 0,001$$

$$w_s = 7,494 \text{ kN}$$
 : Weight of slab

$$A_i = 1200000,000 \text{ mm}^2$$
 : Area of joint (1m for unit length)

$$A_s = 1357,000 \text{ mm}^2$$
 : Area of reinforcement crossing the interface

$$f_{yd} = 373,913 \text{ MPa}$$
 : Strength of shear connector

$$\alpha = 90,000^\circ$$
 : Angle of reinforcement crossing the interface
 $(45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ)$

Element Number	230
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	0.002	0.001	0.001
Accidental	0.001	0.001	0.001

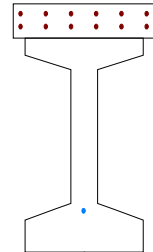
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.001 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 0.001 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

1.2 Sectional Information

Section Information	EquvInt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	EquvInt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	357263,376	495109,358
I_y (mm ⁴)	46116569608,823	86244035684,859
y_{st} (mm)	-	536,700
y_{sb} (mm)	-	376,700
y_t (mm)	552,913	376,700
y_b (mm)	447,087	623,300
Z_{st} (mm ³)	-	36884929,400
Z_{sb} (mm ³)	-	52800886,686
Z_t (mm ³)	27221506,895	52800886,686
Z_b (mm ³)	27221506,895	31116202,075



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(g)} &= 40,000 \text{ MPa} \\ E_{c(g)} &= 35220,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 48,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,509 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk,0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 2,456 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(g)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(g)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$$\begin{aligned} f_{ck(s)} &= 25,000 \text{ MPa} \\ E_{c(s)} &= 30471,000 \text{ MPa} \\ f_{cm} &= f_{ck} + 8 = 33,000 \text{ MPa} \\ f_{ctm} &= 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,565 \text{ MPa} \quad (f_{ck} \leq C50/60) \\ f_{ctk,0.05} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1,795 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk(s)} = 430,000 \text{ MPa}, \quad E_{s(s)} = 206000,000 \text{ MPa}$$

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	TR GED 3 C 1	0.971	2.604	1.863	1.569	195.000

3.Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$

- Design Load

Load Combination Name : SLU5
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -4101,012 \text{ kN} \\ V_{Ed} &= 338,421 \text{ kN} \\ M_{Ed} &= 161,182 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

- Design strength of concrete

$$\text{Girder : } f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 26,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 16,667 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$\text{Girder : } f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

$$\text{Slab : } f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373,913 \text{ MPa}$$

- Checking shear resistance of the regions cracked or uncracked in bending

$$f_b = -16,656 \text{ MPa} < f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa} \quad (\text{Check the shear strength for noncrack section.})$$

where, f_b : Flexural tensile stress (Tension takes positive)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c \quad \text{: Design tensile strength of concrete.}$$

- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 = 6,412 \text{ MPa} \quad (\text{DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7})$$

where,

$$\sigma_1 = (M_{non} \cdot y') / I_g = 2,320 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g = 4,092 \text{ MPa}$$

σ_1 : stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone
 σ_2 : stress at the composite centroid due to prestress

$$M_{non} = 607,180 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Bending Moment in girder alone}$$

$$y_{non} = 447,087 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in girder alone}$$

$$y_{com} = 623,300 \text{ mm} \quad \text{: Height to Centroid in Composite section}$$

$$y' = y_{com} - y_{non} = 176,213 \text{ mm}$$

$$A_g = 357263,376 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area Girder alone}$$

$$I_g = 4,6117\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$P = 2255,686 \text{ kN} \quad \text{: A factored prestressing force after all losses}$$

$$P \cdot e = -581,519 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{: Moment of prestressing force}$$

- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid

$$\tau_s = (V_{c1} / b_w) (Q_n / I_g) = 0,287 \text{ MPa}$$

where,

$$V_{c1} = 68,180 \text{ kN} \quad \text{: Shear force on the precast girder alone}$$

$$Q_n = 3,3016\text{E}+07 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Girder alone}$$

$$I_g = 4,6117\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Girder alone}$$

$$b_w = 170,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Additional shear force acting on the composite section

$$V_{c2} = (I_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{((f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot})} - \tau_s \} = 496,236 \text{ kN}$$

where,

$$Q_c = 9,8780\text{E}+07 \text{ mm}^3 \quad \text{: First moment of Area in centroid of Composite section}$$

$$I_c = 8,6244\text{E}+10 \text{ mm}^4 \quad \text{: Moment of inertia in Composite section}$$

$$b_w = 170,000 \text{ mm} \quad \text{: Girder width}$$

- Total shear resistance of the composite section

$$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} = 564,416 \text{ kN} > V_{Ed} = 338,421 \text{ kN} \quad \text{(regions Un-cracked in bending)} \quad \text{OK}$$

∴ No shear reinforcement is required
(EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

2) Check minimum shear reinforcement

- Check ratio of shear reinforcement

$$\rho_{w, \min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0,00118$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,01329 \geq \rho_{w, \min} = 0,00118 \quad \text{OK}$$

where, $\rho_{w, \min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement

$$A_{sw} = 226,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of diagonal reinforcement}$$

- Check Spacing of stirrups

$$S_{l, \max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) = 739,500 \text{ mm}$$

$$s = 100,000 \text{ mm} \leq S_{l, \max} = 739,500 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

where, s is the spacing of the stirrups

$$d = 986,000 \text{ mm} \quad \text{: effective depth}$$

3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))

$$\Delta F_{td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) = 169,211 \text{ kN}$$

$$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z = 3368,363 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{td} \leq (M_{Rd} - M_{Ed}) / z \quad \text{OK}$$

where, $M_{Rd} = 3079,075 \text{ kN}$: The moment resistance
 $z = 866,264 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

4) Check shear at the interface between concrete cast at different times

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.5)

- Shear stress in the interface

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) = 0,521 \text{ MPa}$$

where, $\beta = 1,0$: Conservatively adopted to take $\beta = 1.0$
 $V_{Ed} = 338,421 \text{ kN}$: Transverse shear force
 $z = 866,264 \text{ mm}$: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis
 $b_i = 750,000 \text{ mm}$: Width of interface

- Design shear resistance at the interface

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) = 1,254 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd, \lim} = 0.5 v f_{cd} = 7,840 \text{ MPa}$$

$$V_{Edi} = 0,521 \text{ MPa} \leq V_{Rd} = \min[V_{Rdi}, V_{Rd, \lim}] = 1,254 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

where, $f_{ctd} = 1,637 \text{ MPa}$: Minimum design tensile strength(f_{ctd}) and design strength(f_{cd})
 $f_{cd} = 26,667 \text{ MPa}$: of concrete between girder and slab

$$c = 0,400 \quad \text{: factors which depend on the roughness of the interface}$$

$$\mu = 0,700 \quad \text{: factors which depend on the roughness of the interface}$$

$$\sigma_n = w_s / A_i = 0,005 \text{ MPa}$$

$$\rho = A_s / A_i = 0,002$$

$$w_s = 3,389 \text{ kN} \quad \text{: Weight of slab}$$

$$A_i = 750000,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of joint (1m for unit length)}$$

$$A_s = 1631,000 \text{ mm}^2 \quad \text{: Area of reinforcement crossing the interface}$$

$$f_{yd} = 391,304 \text{ MPa} \quad \text{: Strength of shear connector}$$

$$\alpha = 90,000^\circ \quad \text{: Angle of reinforcement crossing the interface (} 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \text{)}$$

SOLLECITAZIONI E VERIFICA TRAVERSI

Si eseguono di seguito le verifiche dei traversi con il programma Midas Civil.

I traversi sono verificati considerando le maggiori sollecitazioni di flessione retta e taglio, distinguendo tra sezioni delle campate laterali e campata centrale, e tra traversi esistenti e di nuova realizzazione; ogni tipologia di sezione di seguito elencata è identificata da un numero (No):

- traverso 45x90 laterali (No 4);
- traverso 30x90 laterali (No 5);
- traverso 45x90 centrale (No 16);
- traverso 30x90 centrale (No 17);
- traverso 45x90 nuovo (No 48);
- traverso 30x90 nuovo (No 49).

Le combinazioni di carico utilizzate sono le stesse delle travi.

Le operazioni di verifica sono riportate in tre diverse sezioni:

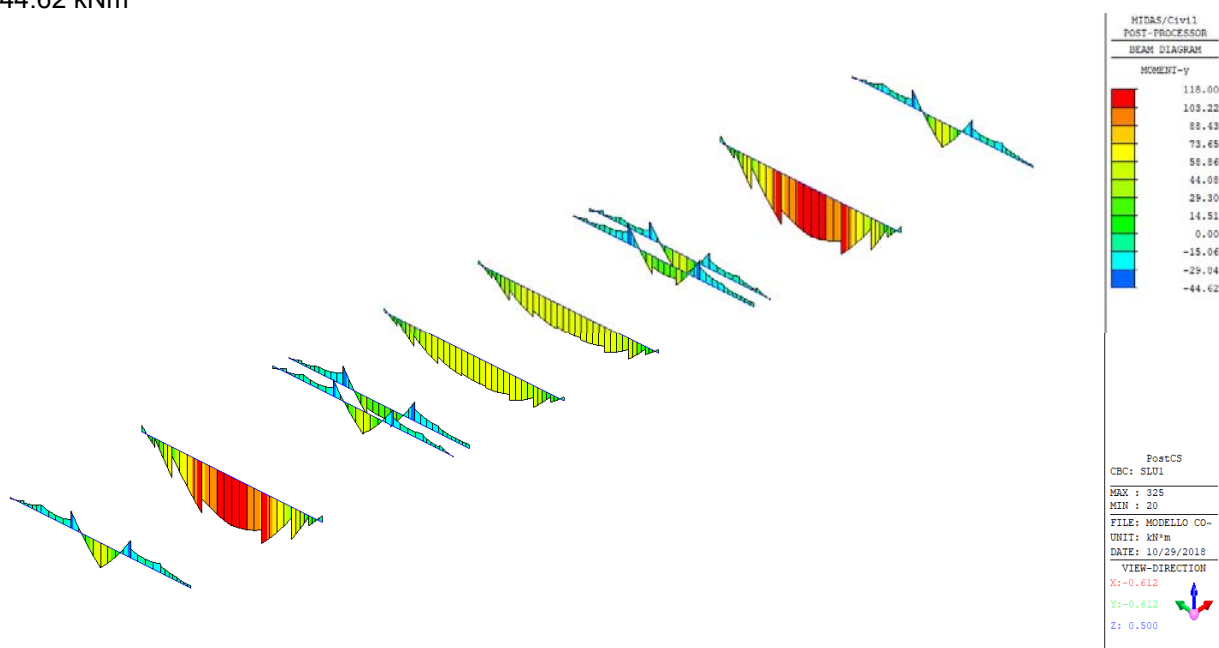
sezione in corrispondenza di inizio (END-I) e fine traverso (END-J);

sezione in campata (MID-M).

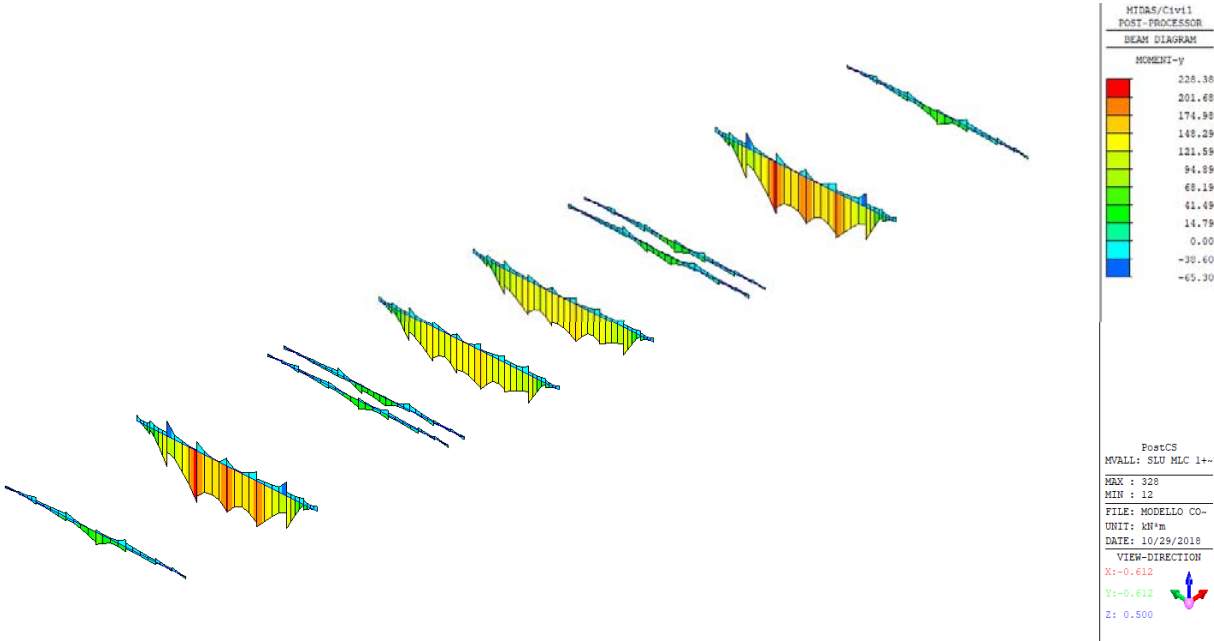
MOMENTO (SLU 1)

M+ = 188.00 kNm

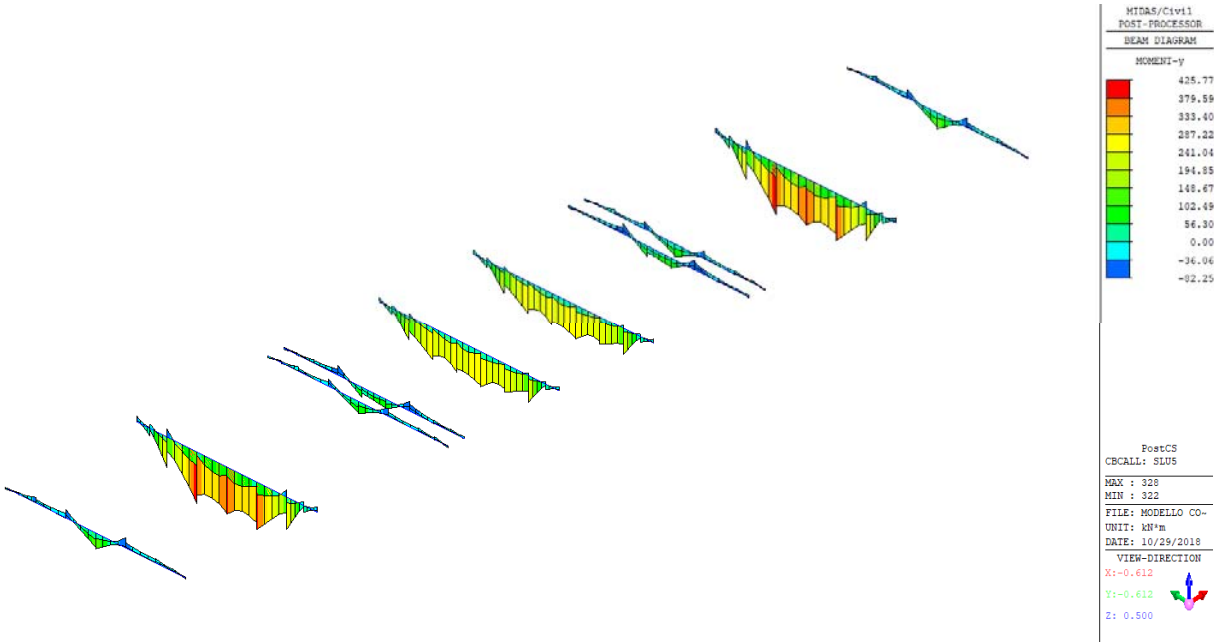
M- = 44.62 kNm



MOMENTO CARICHI MOBILI (SLU MCL 1+2+3+4)
M+ = 228.38 kNm
M- = 65.30 kNm



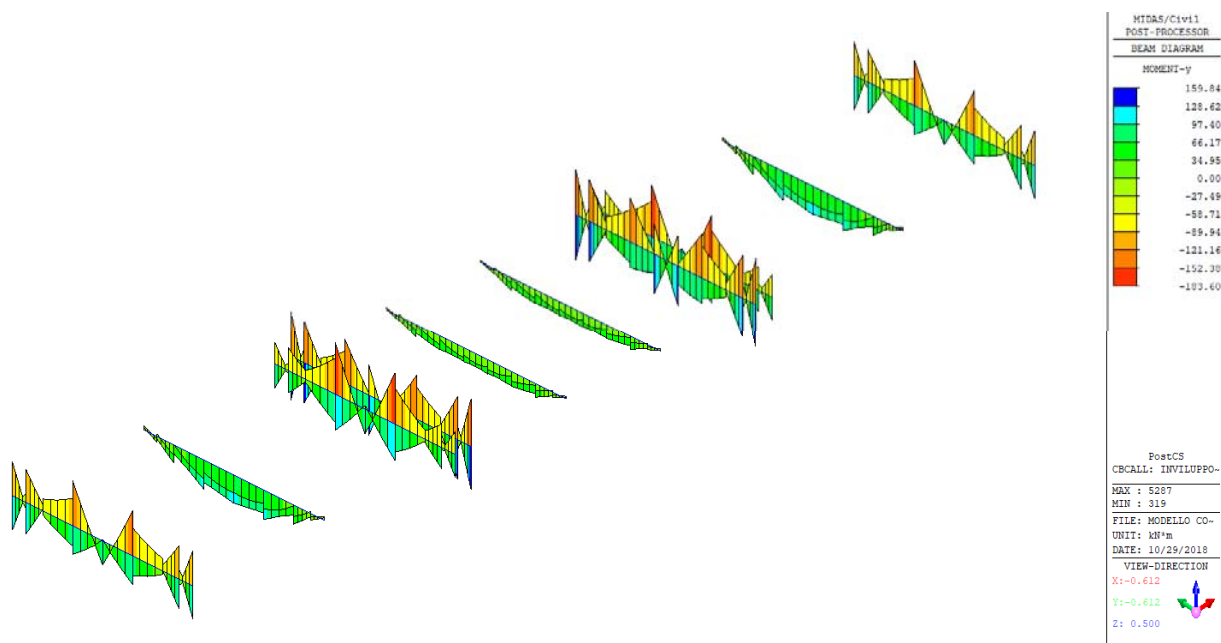
MOMENTO (SLU 5)
M+ = 425.77 kNm
M- = 82.25 kNm



MOMENTO (INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE)

M+ = 159.84 kNm

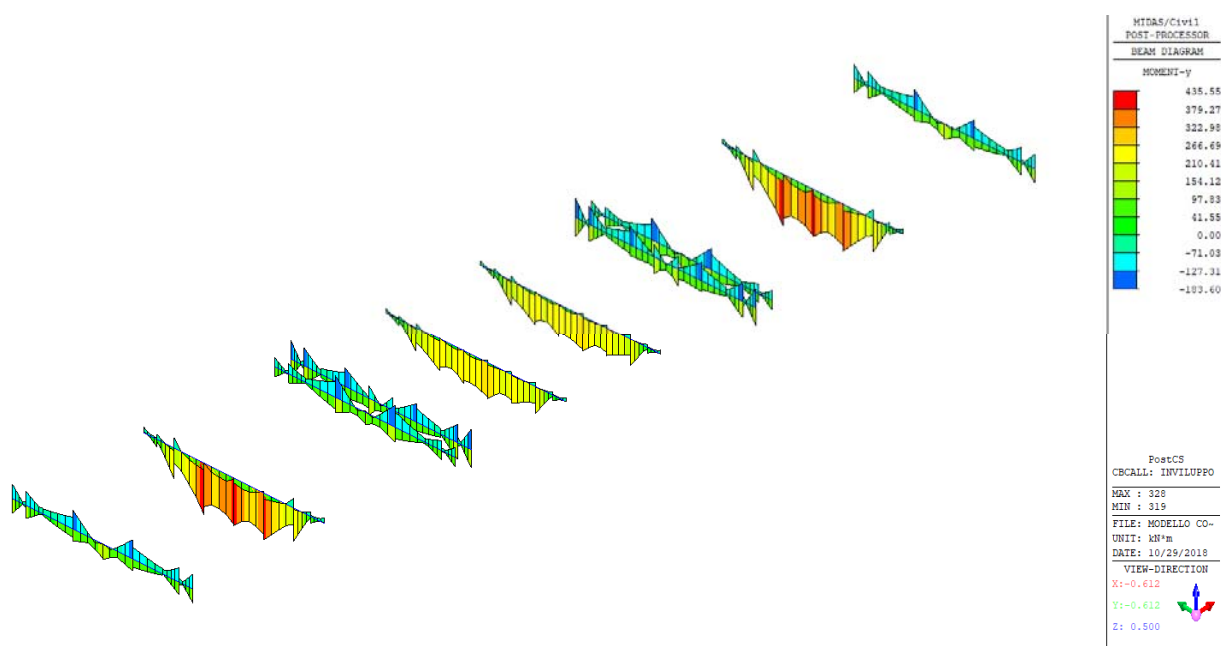
M- = 183.60 kNm



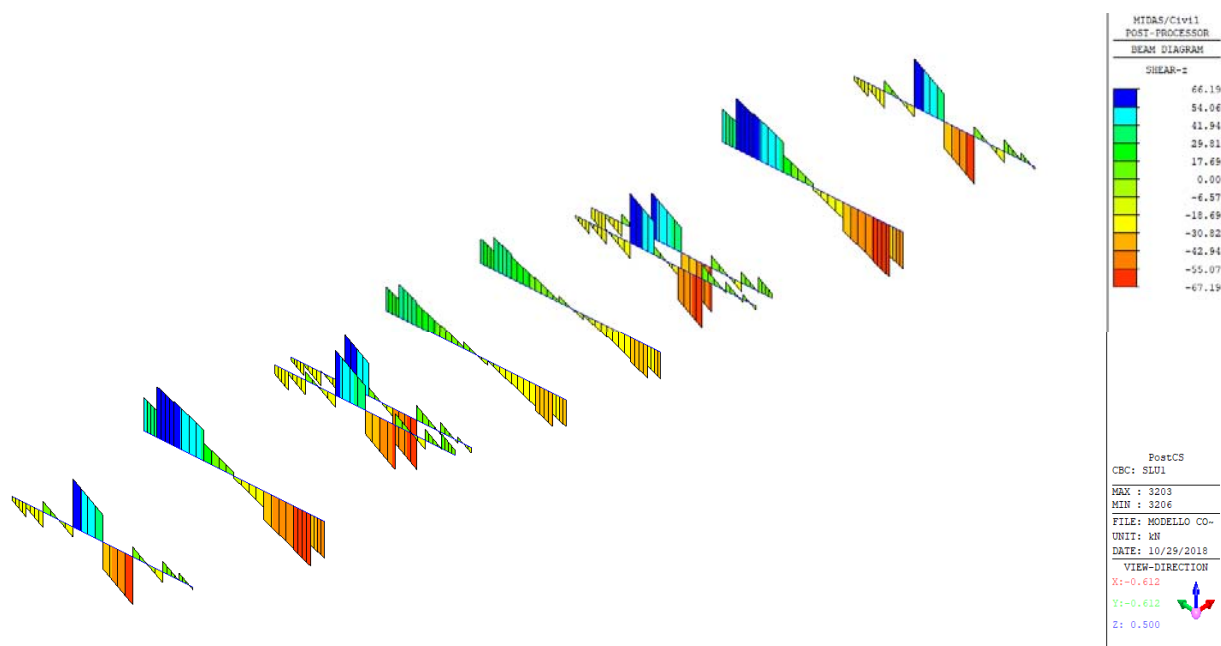
MOMENTO (INVILUPPO TUTTE COMBINAZIONI)

M+ = 435.55 kNm

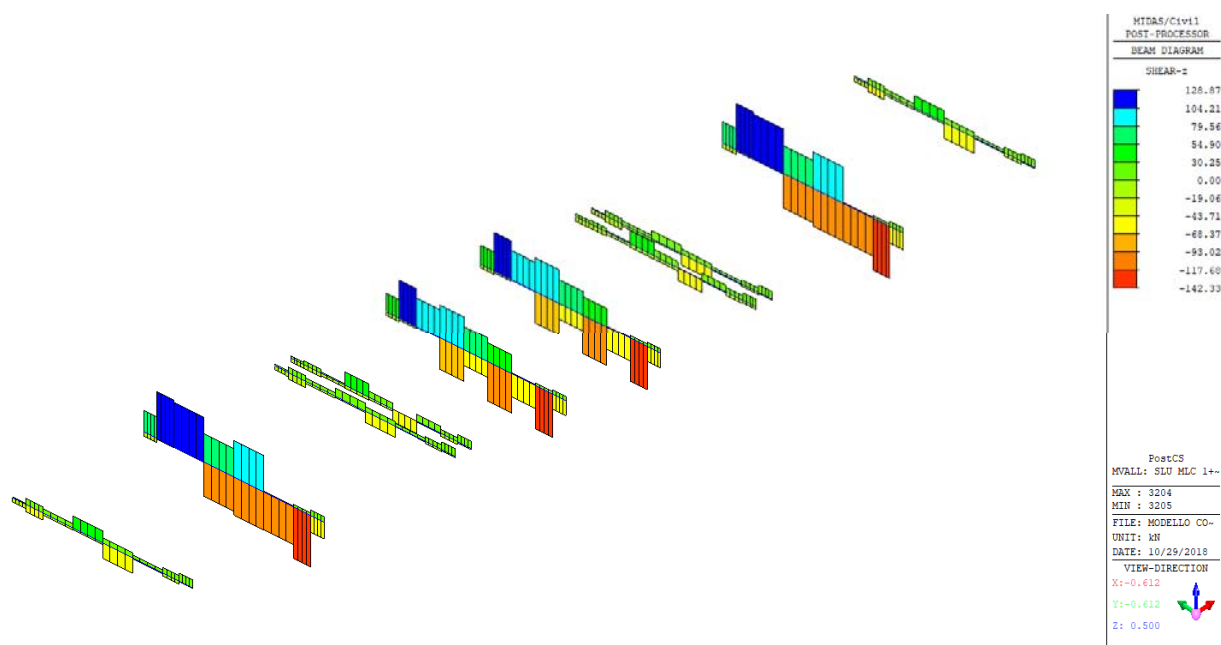
M- = 183.60 kNm



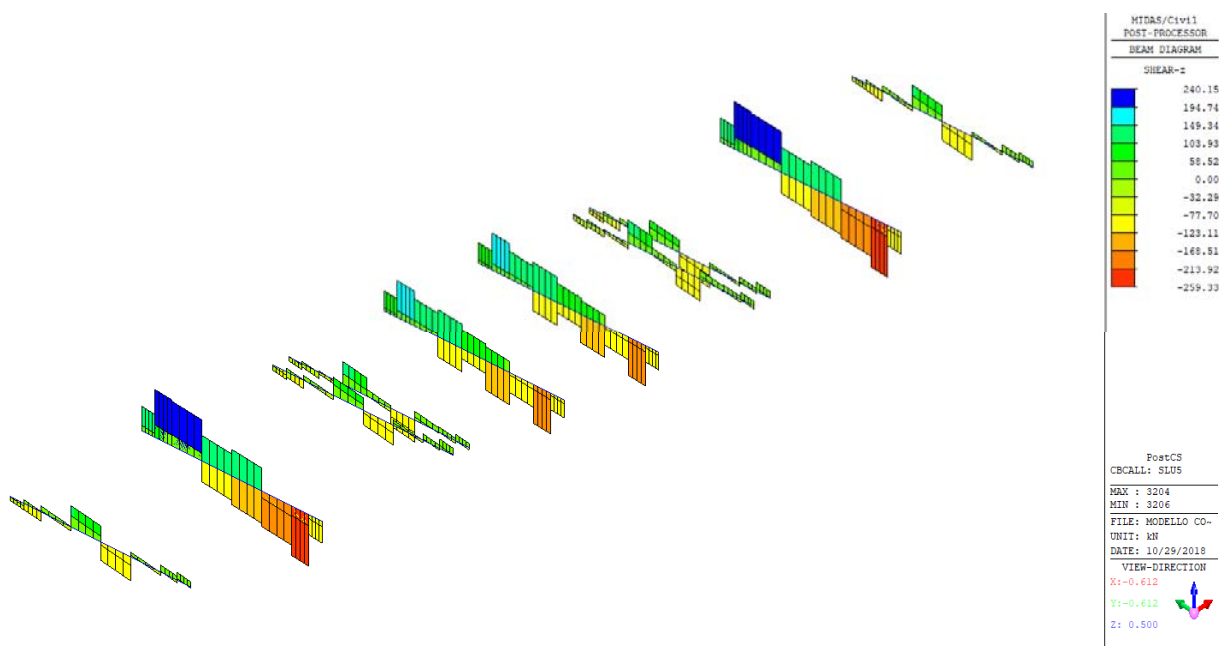
TAGLIO (SLU 1)
Vmax = 67.19 kN



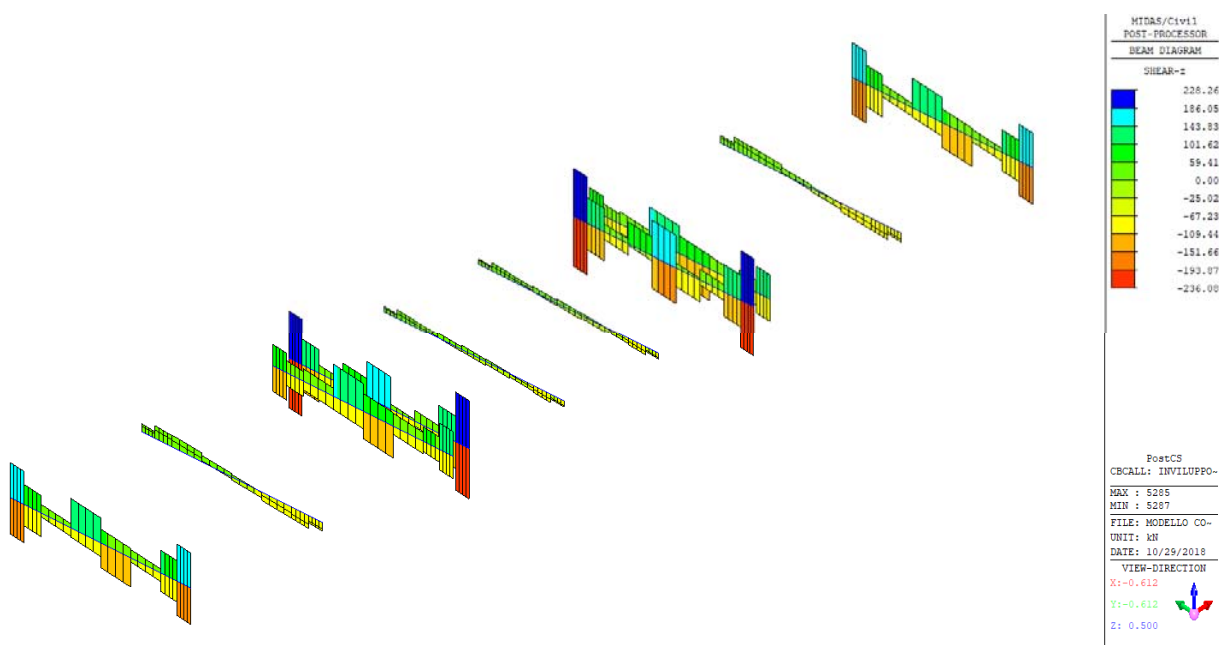
TAGLIO CARICHI MOBILI (SLU MCL 1+2+3+4)
Vmax = 142.33 kN



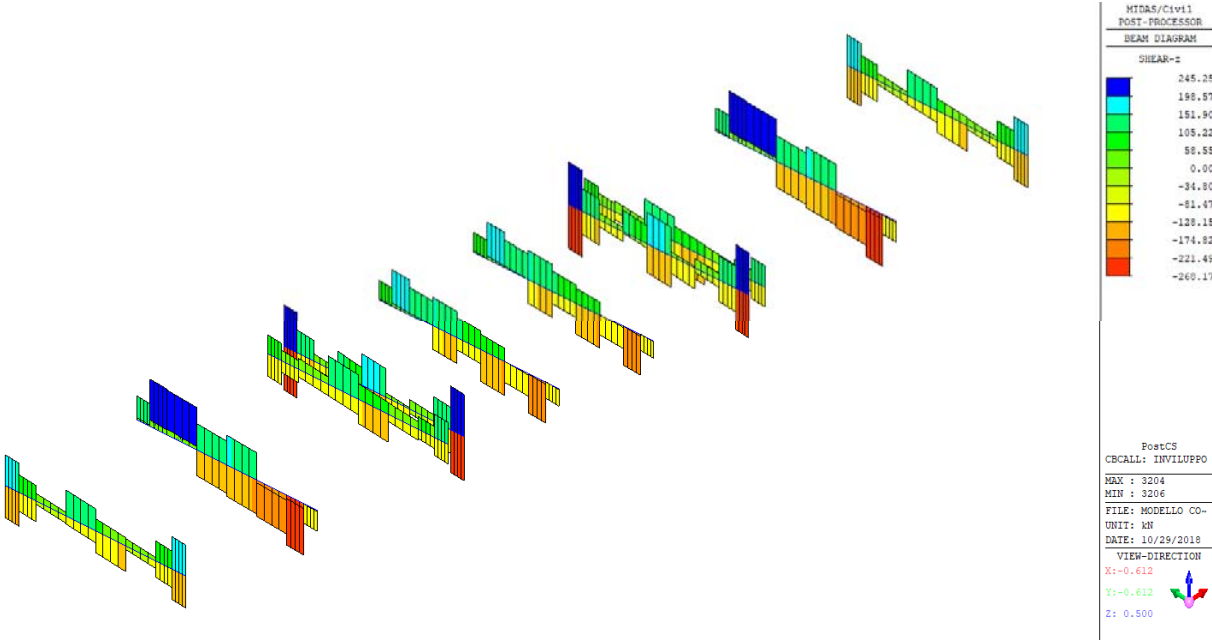
TAGLIO (SLU 5)
Vmax = 259.33 kN



TAGLIO (INVILUPPO COMBINAZIONI SISMICHE)
Vmax = 236.08 kN



TAGLIO (INVILUPPO TUTTE COMBINAZIONI)
Vmax = 268.17 kN



Verifiche:

MIDAS/Civil

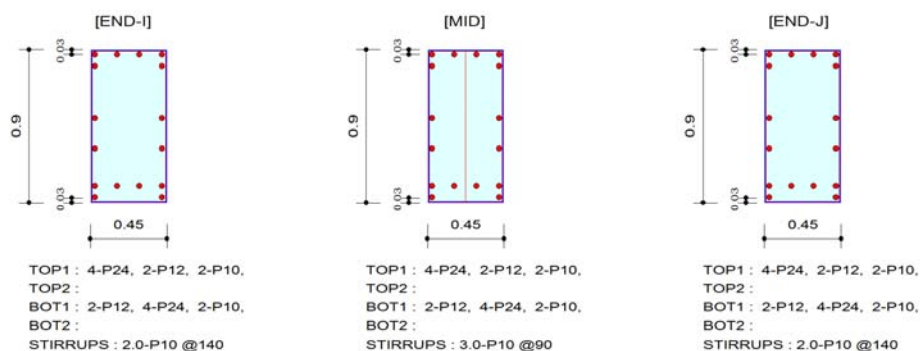
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
 Beam Span : 7.96 m
 Section Property: traverso 45x90 laterali (No : 4)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	182.63	183.60	127.40
(-) Load Combination No.	17	15	16
Factored Strength (M _{Rd})	630.41	630.41	630.41
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2897	0.2912	0.2021
Positive Moment (M _{Ed})	129.23	133.29	100.67
(+) Load Combination No.	15	10+	18
Factored Strength (M _{Rd})	593.73	593.73	593.73
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2176	0.2245	0.1696
Using Rebar Top (As _{top})	0.0022	0.0022	0.0022
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0022	0.0022	0.0022

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	17	17	16
Factored Shear Force (V _{Ed})	145.60	145.60	60.00
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	164.19	164.19	164.19
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	317.55	740.94	317.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0002	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P10 @140	3.0-P10 @90	2.0-P10 @140
Check Ratio	0.8868	0.8868	0.3655

MIDAS/Civil

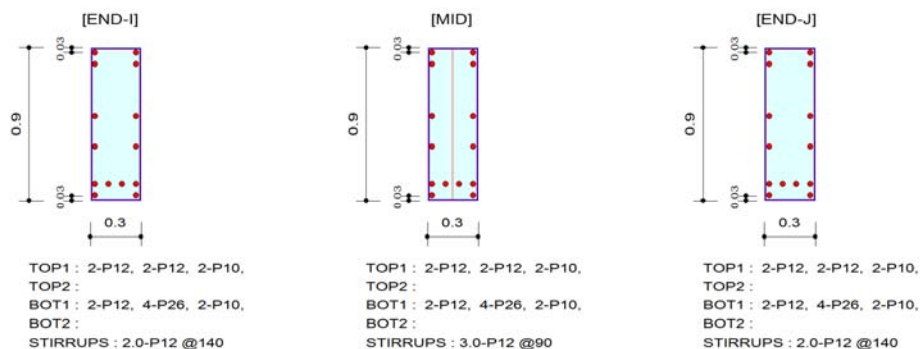
RC Beam Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
 Beam Span : 7.96 m
 Section Property: traverso 30x90 laterali (No : 5)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	58.21	0.00	67.99
(-) Load Combination No.	10-	12	10-
Factored Strength (M _{Rd})	164.15	164.15	164.15
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3546	0.0000	0.4142
Positive Moment (M _{Ed})	337.16	425.77	425.77
(+) Load Combination No.	10+	10+	10+
Factored Strength (M _{Rd})	638.43	638.43	638.43
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5281	0.6669	0.6669
Using Rebar Top (As _{top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0025	0.0025	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10-	10+	10+
Factored Shear Force (V _{Ed})	196.93	205.57	223.71
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	123.98	127.58	127.58
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	406.47	757.78	430.49
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0003	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P12 @140	3.0-P12 @90	2.0-P12 @140
Check Ratio	0.4845	0.2713	0.5197

MIDAS/Civil

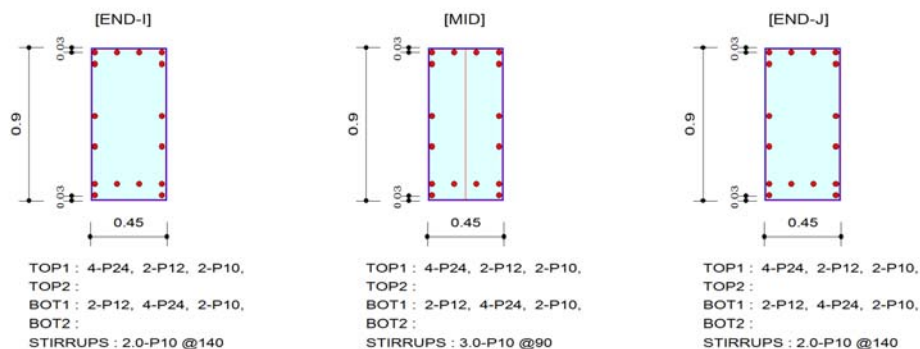
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
Unit System : kN, m
Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
Beam Span : 7.96 m
Section Property: traverso 45x90 centrali (No : 16)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	116.12	116.12	116.11
(-) Load Combination No.	17	17	16
Factored Strength (M _{Rd})	630.41	630.41	630.41
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1842	0.1842	0.1842
Positive Moment (M _{Ed})	86.82	141.94	86.91
(+) Load Combination No.	15	15	18
Factored Strength (M _{Rd})	593.73	593.73	593.73
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1462	0.2391	0.1464
Using Rebar Top (As _{top})	0.0022	0.0022	0.0022
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0022	0.0022	0.0022

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10-	15	10+
Factored Shear Force (V _{Ed})	105.34	155.93	108.33
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	164.19	159.73	164.19
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	317.55	701.28	317.55
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0002	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P10 @140	3.0-P10 @90	2.0-P10 @140
Check Ratio	0.6416	0.9762	0.6598

MIDAS/Civil

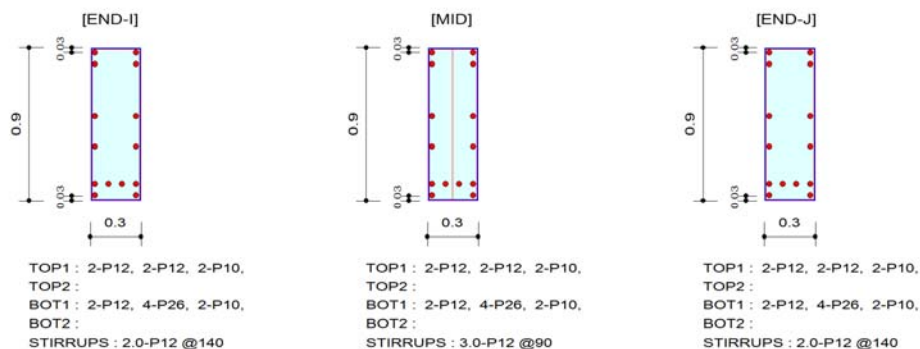
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
Unit System : kN, m
Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
Beam Span : 7.96 m
Section Property: traverso 30x90 centrale (No : 17)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	22.05	0.00	25.88
(-) Load Combination No.	10-	12	10-
Factored Strength (M _{Rd})	164.15	164.15	164.15
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1343	0.0000	0.1577
Positive Moment (M _{Ed})	196.44	290.47	207.38
(+) Load Combination No.	10+	10+	10+
Factored Strength (M _{Rd})	638.43	638.43	638.43
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3077	0.4550	0.3248
Using Rebar Top (As _{top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0025	0.0025	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10-	10-	10+
Factored Shear Force (V _{Ed})	158.94	158.94	138.95
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	127.58	127.58	127.58
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	430.49	757.78	430.49
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0003	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P12 @140	3.0-P12 @90	2.0-P12 @140
Check Ratio	0.3692	0.2097	0.3228

MIDAS/Civil

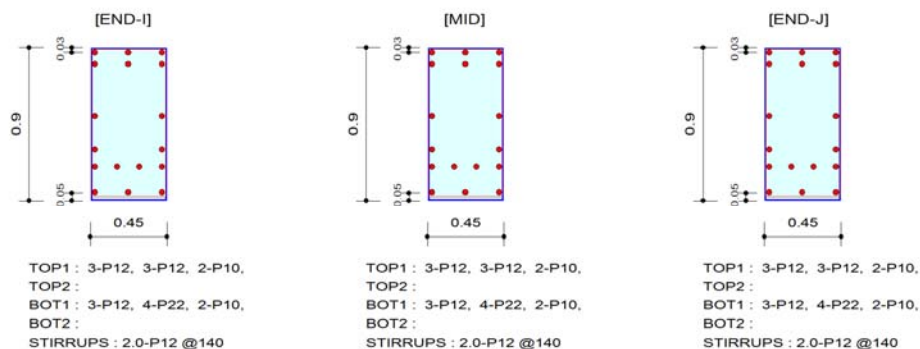
RC Beam Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
Unit System : kN, m
Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
Beam Span : 2.025 m
Section Property: traverso nuovo 45x90 (No : 48)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	167.99	158.59	161.10
(-) Load Combination No.	17	18	16
Factored Strength (M _{Rd})	232.83	232.83	232.83
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7215	0.6812	0.6919
Positive Moment (M _{Ed})	152.69	143.13	159.84
(+) Load Combination No.	15	18	18
Factored Strength (M _{Rd})	496.05	496.05	496.05
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.3078	0.2885	0.3222
Using Rebar Top (As _{top})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0020	0.0020	0.0020

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	15	18	18
Factored Shear Force (V _{Ed})	224.27	232.10	232.10
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	147.97	147.97	147.97
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	389.71	389.71	389.71
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0002	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P12 @140	2.0-P12 @140	2.0-P12 @140
Check Ratio	0.5755	0.5956	0.5956

MIDAS/Civil

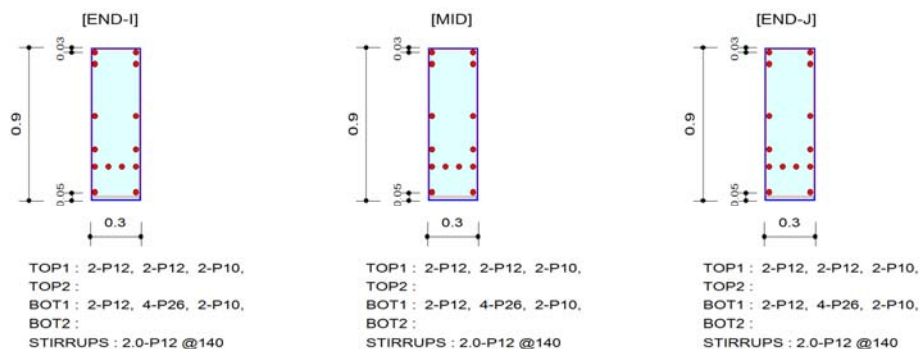
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Gostoli04	File Name	P:\...ompleto quattro travi 12.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
Unit System : kN, m
Material Data : fck = 25000, fyk = 430000, fyw = 430000 KPa
Beam Span : 2.025 m
Section Property: traverso 30x90 (No : 49)

2. Section Diagram



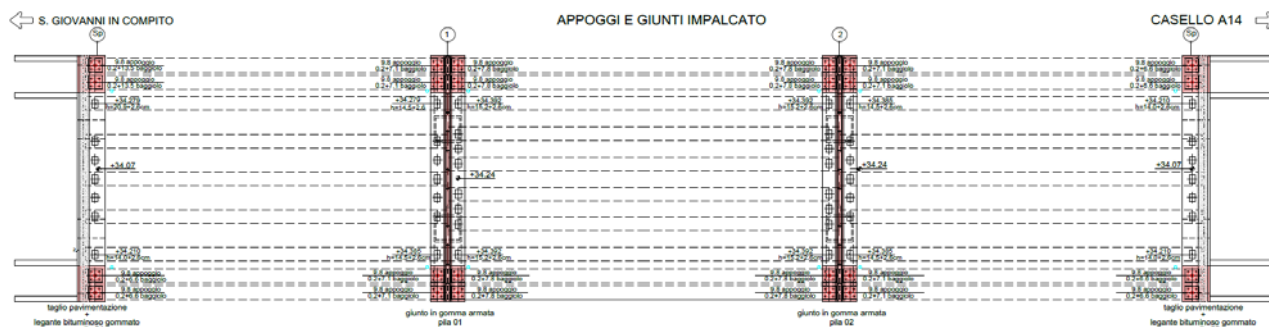
3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	44.66	37.18	48.06
(-) Load Combination No.	10-	10-	10-
Factored Strength (M _{Rd})	164.15	164.15	164.15
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.2721	0.2265	0.2928
Positive Moment (M _{Ed})	253.32	145.28	269.58
(+) Load Combination No.	10+	10+	10+
Factored Strength (M _{Rd})	558.50	558.50	558.50
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.4536	0.2601	0.4827
Using Rebar Top (As _{top})	0.0006	0.0006	0.0006
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0025	0.0025	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10+	10-	10-
Factored Shear Force (V _{Ed})	234.51	258.30	253.69
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	120.57	123.98	120.57
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	384.19	406.47	384.19
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0002	0.0002	0.0002
Using Stirrups Spacing	2.0-P12 @140	2.0-P12 @140	2.0-P12 @140
Check Ratio	0.6104	0.6355	0.6603

DIMENSIONAMENTO, SOLLECITAZIONI E SPOSTAMENTI APPOGGI



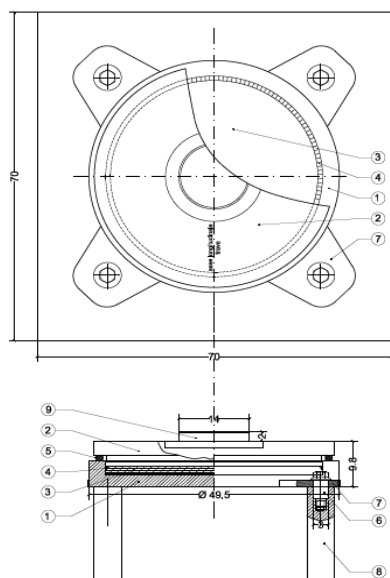
L'ampliamento prevede l'installazione di 24 nuovi apparecchi d'appoggio in corrispondenza delle nuove travi 8 per pila e 4 per spalla.

I nuovi appoggi sono del tipo pot fisso cedevole in grado di consentire le dilatazioni termiche dell'impalcato

CARATTERISTICHE TECNICHE

appoggio tipo	carichi (kN)			preset P (mm)	escursione (mm)		rotazione (±rad)	pz (n°)
	vert.	long.	tras.		long.	tras.		
FISSO CEDEVOLE	600	600	600	0	±5	±5	0.01	24

DISPOSITIVO DI APPOGGIO FISSO CEDEVOLE

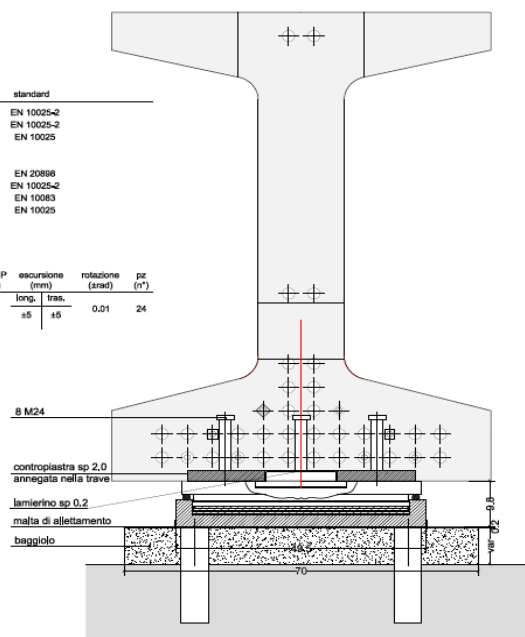


ELEMENTI E MATERIALI

descrizione	materiale	standard
1. basamento	S355JR	EN 10025-2
2. elemento superiore	S355JR	EN 10025-2
3. disco in gomma	NR 50x 5 ShA	EN 10025
4. guarnizione interna	POM +HC9021	
5. pastiglia	gomma	
6. spina di ancoraggio	di classe 12.9	EN 20898
7. orecchia di ancoraggio	S355J0W	EN 10025-2
8. zanca di ancoraggio Ø30	1 C40 TQ + T	EN 10083
9. perno di ancoraggio	S355JR	EN 10025

CARATTERISTICHE TECNICHE

appoggio tipo	carichi (kN)			preset P (mm)	escursione (mm)		rotazione (±rad)	pz (n°)
	vert.	long.	tras.		long.	tras.		
FISSO CEDEVOLE	600	600	600	0	±5	±5	0.01	24



Sollecitazioni massime appoggi esistenti in neoprene

Sforzo normale	Min asta 968 1014	-73.41 [kN]	Comb. 8	Max asta 960 1006	647.55 [kN]	Comb. 9
Taglio piano 1-2	Min asta 965 1011	-5.22 [kN]	Comb. 6	Max asta 961 1007	5.22 [kN]	Comb. 8
Taglio piano 1-3	Min asta 899 921	-10.59 [kN]	Comb. 5	Max asta 900 922	10.72 [kN]	Comb. 3

Sollecitazioni massime Appoggi nuovi

Sforzo normale	Min asta 945 983	-80.14 [kN]	Comb. 7	Max asta 946 984	440.77 [kN]	Comb. 9
Taglio piano 1-2	Min asta 950 988	-344.21 [kN]	Comb. 7	Max asta 976 992	344.37 [kN]	Comb. 9
Taglio piano 1-3	Min asta 893 911	-578.64 [kN]	Comb. 4	Max asta 906 914	586.06 [kN]	Comb. 3

Appoggi in neoprene - Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	1
921 935	1	<u>1.4</u>

Appoggi in neoprene - Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	2	3	4	5	6	7	8	9
922 936	2	<u>3.6</u>	3.6	1.6	1.6	2.4	1.6	2.4	1.5
922 936	3	3.6	<u>3.6</u>	1.6	1.6	2.4	1.6	2.4	1.5
921 935	4	1.5	1.5	<u>3.6</u>	3.6	1.6	2.4	1.6	2.4
921 935	5	1.5	1.5	3.6	<u>3.6</u>	1.6	2.4	1.6	2.4
1012 1042	6	3.0	3.0	1.2	1.2	<u>2.4</u>	1.8	2.2	1.7
1011 1041	7	1.1	1.1	3.0	2.9	1.8	<u>2.4</u>	1.7	2.2
1008 1038	8	3.0	3.0	1.2	1.2	2.2	1.7	<u>2.4</u>	1.8
1007 1037	9	1.1	1.1	2.9	3.0	1.7	2.2	1.8	<u>2.4</u>

Appoggi in neoprene - Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
922 936	13	<u>2.3</u>	2.3	0.3	0.3	1.6	1.0	1.6	1.0
922 936	14	2.3	<u>2.3</u>	0.3	0.3	1.6	1.0	1.6	1.0
921 935	15	0.3	0.2	<u>2.3</u>	2.3	1.0	1.6	1.1	1.6
921 935	16	0.3	0.2	2.3	<u>2.3</u>	1.0	1.6	1.1	1.6
922 936	17	2.3	2.3	0.3	0.3	<u>1.6</u>	1.0	1.6	1.0
921 935	18	0.3	0.2	2.3	2.3	1.0	<u>1.6</u>	1.1	1.6
922 936	19	2.3	2.3	0.3	0.3	1.6	1.0	<u>1.6</u>	1.0
921 935	20	0.3	0.2	2.3	2.3	1.0	1.6	1.1	<u>1.6</u>

Appoggi nuovi - Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	1
993 1053	1	<u>0.9</u>

Appoggi nuovi - Combinazioni agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	2	3	4	5	6	7	8	9
912 930	2	<u>2.0</u>	1.9	0.9	1.0	1.4	0.9	1.3	1.0
914 942	3	1.9	<u>2.0</u>	1.0	1.0	1.3	1.0	1.4	0.9
911 929	4	0.9	1.0	<u>2.0</u>	1.9	1.0	1.4	1.0	1.3
913 941	5	1.0	0.9	1.9	<u>2.0</u>	1.0	1.3	1.0	1.4
989 1027	6	2.0	1.9	0.6	0.7	<u>1.6</u>	1.2	1.4	1.1
988 1026	7	0.6	0.7	1.9	1.8	1.2	<u>1.6</u>	1.1	1.4
993 1053	8	1.9	2.0	0.7	0.6	1.4	1.1	<u>1.6</u>	1.2
992 1052	9	0.7	0.6	1.8	1.9	1.1	1.4	1.2	<u>1.6</u>

Appoggi nuovi - Combinazioni agli Stati Limite di Operatività

Spostamenti Max in direzione |Uxyz| [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
989 1027	13	<u>1.3</u>	1.2	0.2	0.2	1.1	0.8	0.9	0.7
993 1053	14	1.2	<u>1.3</u>	0.2	0.2	0.9	0.7	1.1	0.8
988 1026	15	0.2	0.2	<u>1.3</u>	1.2	0.8	1.1	0.7	0.9
992 1052	16	0.2	0.2	1.2	<u>1.3</u>	0.7	0.9	0.8	1.1
989 1027	17	1.3	1.2	0.2	0.2	<u>1.1</u>	0.8	0.9	0.7
988 1026	18	0.2	0.2	1.3	1.2	0.8	<u>1.1</u>	0.7	0.9
993 1053	19	1.2	1.3	0.2	0.2	0.9	0.7	<u>1.1</u>	0.8
992 1052	20	0.2	0.2	1.2	1.3	0.7	0.9	0.8	<u>1.1</u>

VERIFICA SPOSTAMENTI ALLO SLO

Secondo quanto riportato nel capitolo 7.3.6 delle NTC2018, per le verifiche di rigidezza (RIG) degli elementi strutturali primari (ST) ricadenti nella Classe d'Uso III, ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per le CU I e II:

$$qd_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.005 \cdot h \quad qd_r \leq 0.003 \cdot h$$

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

Massimi spostamenti differenziali orizzontali

- Controllo degli spostamenti di interpiano dU inferiore a 0.00333333 H

Comb.	U _x		U _y		U _z		U _{xyz}	
	Nodi	U _x [mm]	Nodi	U _y [mm]	Nodi	U _z [mm]	Nodi	U _{xyz} [mm]
13	502-883	4.4	33-823	0.3	300-865	-0.0	502-883	4.4
14	499-855	4.4	152-839	-0.3	391-873	-0.0	499-855	4.4
15	499-855	-4.4	152-839	0.3	391-873	0.0	499-855	4.4
16	502-883	-4.4	33-823	-0.3	300-865	0.0	502-883	4.4
17	152-839	1.4	33-823	0.9	300-865	-0.1	152-839	1.7
18	33-823	-1.4	152-839	0.9	391-873	0.1	33-823	1.7
19	33-823	1.4	152-839	-0.9	391-873	-0.1	33-823	1.7
20	152-839	-1.4	33-823	-0.9	300-865	0.1	152-839	1.7

Spostamenti Max in direzione U_x [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
502 883	13	<u>4.4</u>	4.4	-4.4	-4.4	1.4	-1.2	1.2	-1.4
499 855	14	4.4	<u>4.4</u>	-4.4	-4.4	1.2	-1.4	1.4	-1.2
499 855	15	4.4	4.4	<u>-4.4</u>	-4.4	1.2	-1.4	1.4	-1.2
502 883	16	4.4	4.4	-4.4	<u>-4.4</u>	1.4	-1.2	1.2	-1.4
152 839	17	4.0	3.8	-3.8	-4.0	<u>1.4</u>	-0.9	0.9	-1.4
33 823	18	3.8	4.0	-4.0	-3.8	0.9	<u>-1.4</u>	1.4	-0.9
33 823	19	3.8	4.0	-4.0	-3.8	0.9	-1.4	<u>1.4</u>	-0.9
152 839	20	4.0	3.8	-3.8	-4.0	1.4	-0.9	0.9	<u>-1.4</u>

Spostamenti Max in direzione U_y [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
33 823	13	<u>0.3</u>	-0.3	0.3	-0.3	0.9	0.8	-0.8	-0.9
152 839	14	0.3	<u>-0.3</u>	0.3	-0.3	0.8	0.9	-0.9	-0.8
152 839	15	0.3	-0.3	<u>0.3</u>	-0.3	0.8	0.9	-0.9	-0.8
33 823	16	0.3	-0.3	0.3	<u>-0.3</u>	0.9	0.8	-0.8	-0.9
33 823	17	0.3	-0.3	0.3	-0.3	<u>0.9</u>	0.8	-0.8	-0.9
152 839	18	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.8	<u>0.9</u>	-0.9	-0.8
152 839	19	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.8	0.9	<u>-0.9</u>	-0.8
33 823	20	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.9	0.8	-0.8	<u>-0.9</u>

Spostamenti Max in direzione U_z [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
300 865	13	<u>-0.0</u>	0.0	-0.0	0.0	-0.1	-0.1	0.1	0.1
391 873	14	0.0	<u>-0.0</u>	0.0	-0.0	0.1	0.1	-0.1	-0.1
391 873	15	0.0	-0.0	<u>0.0</u>	-0.0	0.1	0.1	-0.1	-0.1
300 865	16	-0.0	0.0	-0.0	<u>0.0</u>	-0.1	-0.1	0.1	0.1
300 865	17	-0.0	0.0	-0.0	0.0	<u>-0.1</u>	-0.1	0.1	0.1
391 873	18	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.1	<u>0.1</u>	-0.1	-0.1
391 873	19	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.1	0.1	<u>-0.1</u>	-0.1
300 865	20	-0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.1	-0.1	0.1	<u>0.1</u>

Spostamenti Max in direzione $|U_{xyz}|$ [mm]

Nodi	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
502 883	13	<u>4.4</u>	4.4	4.4	4.4	1.6	1.5	1.5	1.6
499 855	14	4.4	<u>4.4</u>	4.4	4.4	1.5	1.6	1.6	1.5
499 855	15	4.4	4.4	<u>4.4</u>	4.4	1.5	1.6	1.6	1.5
502 883	16	4.4	4.4	4.4	<u>4.4</u>	1.6	1.5	1.5	1.6
152 839	17	4.0	3.8	3.8	4.0	<u>1.7</u>	1.2	1.2	1.7
33 823	18	3.9	4.0	4.0	3.9	1.3	<u>1.7</u>	1.7	1.3
33 823	19	3.9	4.0	4.0	3.9	1.3	1.7	<u>1.7</u>	1.3
152 839	20	4.0	3.8	3.8	4.0	1.7	1.2	1.2	<u>1.7</u>

Spostamenti Massimi :

Combinazione di Carico 14 Fra i nodi 499 855 $|U_{xyz}|$ Spostamento 4.4 [mm]

Non si sono rilevati spostamenti di interpiano superiori a 0.00333 H

du/H x 1000 Max in direzione U_x

Nodi	dx [mm]	dy [mm]	dz [mm]	L [mm]	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
502 883	0.0	0.0	7190.0	7190.0	13	<u>0.613</u>	0.607	-0.607	-0.613	0.193	-0.173	0.173	-0.193
499 855	0.0	-0.0	7190.0	7190.0	14	0.607	<u>0.613</u>	-0.613	-0.607	0.173	-0.193	0.193	-0.173
499 855	0.0	-0.0	7190.0	7190.0	15	0.607	0.613	<u>-0.613</u>	-0.607	0.173	-0.193	0.193	-0.173
502 883	0.0	0.0	7190.0	7190.0	16	0.613	0.607	-0.607	<u>-0.613</u>	0.193	-0.173	0.173	-0.193
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	17	0.548	0.526	-0.526	-0.548	<u>0.198</u>	-0.124	0.124	-0.198
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	18	0.526	0.547	-0.547	-0.526	0.126	<u>-0.196</u>	0.196	-0.126
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	19	0.526	0.547	-0.547	-0.526	0.126	-0.196	<u>0.196</u>	-0.126
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	20	0.548	0.526	-0.526	-0.548	0.198	-0.124	0.124	<u>-0.198</u>

du/H x 1000 Max in direzione U_y

Nodi	dx [mm]	dy [mm]	dz [mm]	L [mm]	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	13	<u>0.036</u>	-0.034	0.034	-0.036	0.117	0.116	-0.116	-0.117
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	14	0.034	<u>-0.036</u>	0.036	-0.034	0.116	0.117	-0.117	-0.116
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	15	0.034	-0.036	<u>0.036</u>	-0.034	0.116	0.117	-0.117	-0.116
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	16	0.036	-0.034	0.034	<u>-0.036</u>	0.117	0.116	-0.116	-0.117
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	17	0.036	-0.034	0.034	-0.036	<u>0.117</u>	0.116	-0.116	-0.117
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	18	0.034	-0.036	0.036	-0.034	0.116	<u>0.117</u>	-0.117	-0.116
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	19	0.034	-0.036	0.036	-0.034	0.116	0.117	<u>-0.117</u>	-0.116
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	20	0.036	-0.034	0.034	-0.036	0.117	0.116	-0.116	<u>-0.117</u>

du/H x 1000 Max in direzione U_z

Nodi	dx [mm]	dy [mm]	dz [mm]	L [mm]	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
300 865	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	13	<u>-0.003</u>	0.002	-0.002	0.003	-0.009	-0.009	0.009	0.009
391 873	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	14	0.002	<u>-0.004</u>	0.004	-0.002	0.009	0.009	-0.009	-0.009
391 873	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	15	0.002	-0.004	<u>0.004</u>	-0.002	0.009	0.009	-0.009	-0.009
300 865	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	16	-0.003	0.002	-0.002	<u>0.003</u>	-0.009	-0.009	0.009	0.009
300 865	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	17	-0.003	0.002	-0.002	0.003	<u>-0.009</u>	-0.009	0.009	0.009
391 873	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	18	0.002	-0.004	0.004	-0.002	0.009	<u>0.009</u>	-0.009	-0.009
391 873	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	19	0.002	-0.004	0.004	-0.002	0.009	0.009	<u>-0.009</u>	-0.009
300 865	-0.0	0.0	7190.0	7190.0	20	-0.003	0.002	-0.002	0.003	-0.009	-0.009	0.009	<u>0.009</u>

du/H x 1000 Max in direzione $|U_{xyz}|$

Nodi	dx [mm]	dy [mm]	dz [mm]	L [mm]	Comb.	13	14	15	16	17	18	19	20
502 883	0.0	0.0	7190.0	7190.0	13	<u>0.614</u>	0.608	0.608	0.614	0.223	0.207	0.207	0.223
499 855	0.0	-0.0	7190.0	7190.0	14	0.608	<u>0.614</u>	0.614	0.608	0.207	0.223	0.223	0.207
499 855	0.0	-0.0	7190.0	7190.0	15	0.608	0.614	<u>0.614</u>	0.608	0.207	0.223	0.223	0.207
502 883	0.0	0.0	7190.0	7190.0	16	0.614	0.608	0.608	<u>0.614</u>	0.223	0.207	0.207	0.223
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	17	0.549	0.527	0.527	0.549	<u>0.229</u>	0.171	0.171	0.229
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	18	0.527	0.548	0.548	0.527	0.172	<u>0.228</u>	0.228	0.172
33 823	0.0	0.0	7300.0	7300.0	19	0.527	0.548	0.548	0.527	0.172	0.228	<u>0.228</u>	0.172
152 839	0.0	0.0	7300.0	7300.0	20	0.549	0.527	0.527	0.549	0.229	0.171	0.171	<u>0.229</u>

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PULVINI

Modalità di verifica

Le travi vengono verificate a flessione retta e taglio nel piano longitudinale della trave sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni.

Le operazioni di progetto-verifica vengono condotte, per ogni asta, in tre diverse sezioni e precisamente in corrispondenza dei fili esterni dei pilastri e della sezione in campata nella quale viene riscontrato il massimo momento positivo (negativo).

Per quanto concerne le verifiche a taglio esse vengono condotte suddividendo la trave in cinque conci: due tronchi in prossimità degli appoggi di lunghezza pari all'altezza della sezione; due altri (eventuali) tronchi dall'ascissa precedente a quella in cui il taglio può essere assorbito con la sola staffatura minima da regolamento; il restante (eventuale) concio di chiusura centrale.

Simbologia utilizzata:

Af Es. - Area di ferro all'estradosso;

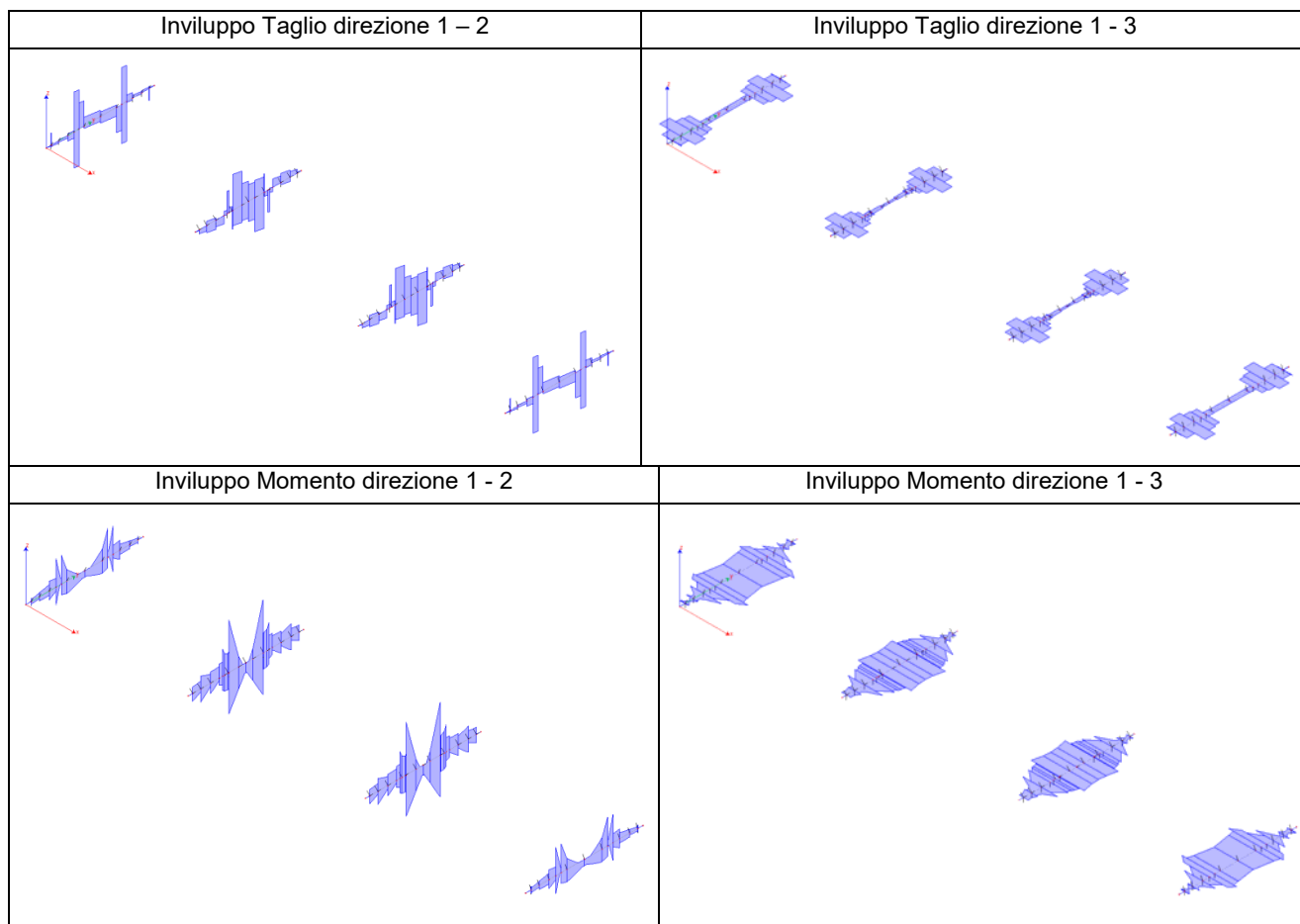
Af In. - Area di ferro all'intradosso;

Sigb. Es. - Tensione del calcestruzzo estradosso;

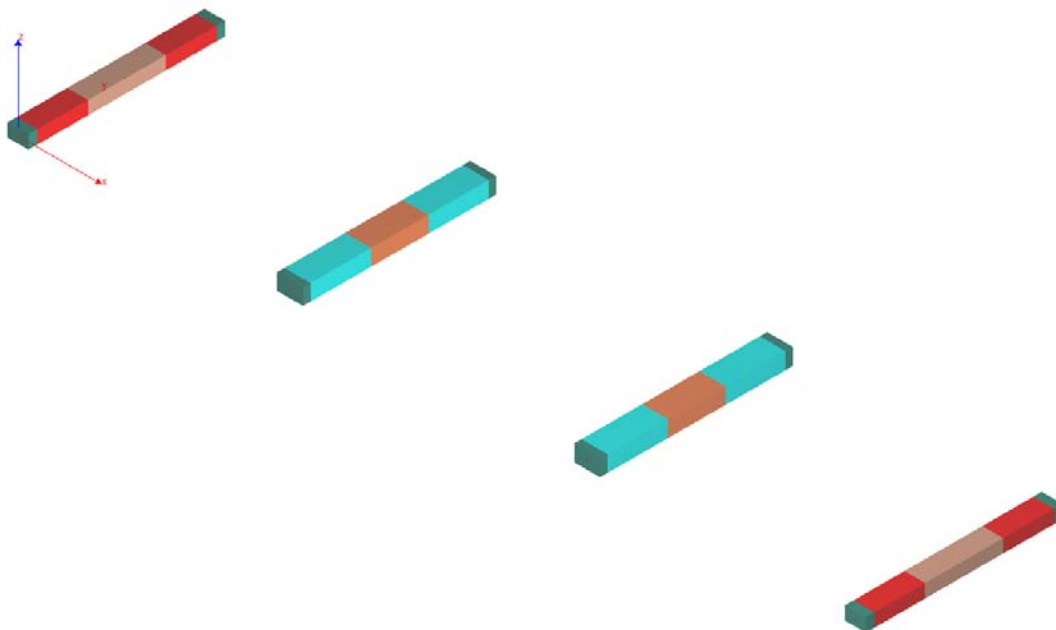
Sigb. In. - Tensione del calcestruzzo intradosso;

Sigf. Es. - Tensione dell'acciaio estradosso;

Sigf. In. - Tensione dell'acciaio intradosso.



Verifica armature



Sezioni Impiegate: Trave

Sez. Num.	Info	Dimensioni	Criterio	Calcestruzzo	γ_m	F.C.	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	σ_{RARE} [MPa]	σ_{REQ} [MPa]	σ_{QP} [MPa]	Acciaio	γ_m	F.C.	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	σ_{RARE} [MPa]	σ_{REQ} [MPa]	σ_{QP} [MPa]	Cop. Es [mm]	Cop. In [mm]	cotg θ_1	cotg θ
3	Rett. 140x90	B 1400 [mm] H 900 [mm]	Vertra v	C25/30	1.50	1.00	25.0	14.2	15.0	25.0	11.3	FeB 44k	1.15	1.00	430.0	373.9	344.0	430.0	430.0	30.0	30.0	1.00	1.50
5	Rett. 175x110	B 1750 [mm] H 1100 [mm]	Vertra v	C25/30	1.50	1.00	25.0	14.2	15.0	25.0	11.3	FeB 44k	1.15	1.00	430.0	373.9	344.0	430.0	430.0	30.0	30.0	1.00	1.50

Verifica a fessurazione diretta (calcolo ampiezza delle fessure)

Elemento	Comb. Rare mm	Comb. Frequenti mm	Comb. Quasi Permanenti mm
Trave	No	0.400	0.300
Trave di Fondazione	No	0.400	0.300

Fattore di sovrarresistenza Travi $\gamma_{R,d}$ (Nuovo)=1.10 $\gamma_{R,d}$ (Esistente)=0.00

Fattore di sovrarresistenza delle azioni sulle Fondazioni $\gamma_{R,d}$ (Nuovo)=1.10 $\gamma_{R,d}$ (Esistente)=0.00

Travata: Travata 257 Nodi 815 818 827 835 845 847

Nodo	x [m]	A _{te} [mm ²]	A _{ti} [mm ²]	q _T [N/m]	M _{rif} [kNm]	M _{de} [kNm]	M _{re} [kNm]	x/d	M _{di} [kNm]	M _{ri} [kNm]	x/d	σ _{be} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{te} [MPa]	σ _{ti} [MPa]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
815	0.05	142	2200			7.21	63.08	0.04	-0.15	-680.74	0.06					
					SLE Rare	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	
					SLE Freq.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
					SLE Q.P.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
Camp.	0.32	830	2247	40950.0	0.88	7.21	270.08	0.05	-0.87	-694.91	0.06					
					SLE Rare	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	
					SLE Freq.	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	OK
					SLE Q.P.	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	OK
818	0.59	1544	2247			7.21	484.46	0.05	-0.15	-694.89	0.06					
					SLE Rare	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	
					SLE Freq.	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	OK
					SLE Q.P.	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
818	0.00	1984	2247			89.13	616.17	0.06	-98.27	-694.88	0.06					
					SLE Rare	0.00			-0.16			0.001	0.000	0.011	0.048	
					SLE Freq.	0.00			-0.16			0.001	0.000	0.011	0.048	OK
					SLE Q.P.	0.00			-0.16			0.001	0.000	0.011	0.048	OK
Camp.	1.71	2545	2290	40950.0	29.83	265.78	784.04	0.06	-207.08	-707.88	0.06					
					SLE Rare	20.07			-22.94			0.203	0.173	9.961	12.606	
					SLE Freq.	20.07			-22.94			0.203	0.173	9.961	12.606	OK
					SLE Q.P.	20.07			-22.94			0.203	0.173	9.961	12.606	OK
827	3.41	3862	2260			729.31	1177.28	0.08	-413.85	-698.94	0.06					
					SLE Rare	71.74			0.00			0.000	0.527	23.779	3.242	
					SLE Freq.	71.74			0.00			0.000	0.527	23.779	3.242	OK
					SLE Q.P.	71.74			0.00			0.000	0.527	23.779	3.242	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
827	0.00	4027	2260			719.55	1226.27	0.08	-320.29	-698.94	0.06					
					SLE Rare	217.86			0.00			0.000	1.577	69.359	9.879	
					SLE Freq.	217.86			0.00			0.000	1.577	69.359	9.879	OK
					SLE Q.P.	217.86			0.00			0.000	1.577	69.359	9.879	OK
Camp.	2.63	2290	2290	40950.0	70.54	0.00	707.88	0.06	-198.83	-707.88	0.06					
					SLE Rare	0.00			-150.34			1.347	0.000	14.022	82.654	
					SLE Freq.	0.00			-150.34			1.347	0.000	14.022	82.654	OK
					SLE Q.P.	0.00			-150.34			1.347	0.000	14.022	82.654	OK
835	5.25	4027	2260			718.67	1226.27	0.08	-314.47	-698.94	0.06					
					SLE Rare	217.12			0.00			0.000	1.572	69.125	9.846	
					SLE Freq.	217.12			0.00			0.000	1.572	69.125	9.846	OK
					SLE Q.P.	217.12			0.00			0.000	1.572	69.125	9.846	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
835	0.00	3862	2260			724.72	1177.28	0.08	-410.99	-698.94	0.06					
					SLE Rare	71.63			0.00			0.000	0.527	23.742	3.237	
					SLE Freq.	71.63			0.00			0.000	0.527	23.742	3.237	OK
					SLE Q.P.	71.63			0.00			0.000	0.527	23.742	3.237	OK
Camp.	1.71	2545	2290	40950.0	29.83	266.43	784.04	0.06	-208.47	-707.88	0.06					
					SLE Rare	19.85			-22.94			0.203	0.171	9.849	12.606	
					SLE Freq.	19.85			-22.94			0.203	0.171	9.849	12.606	OK
					SLE Q.P.	19.85			-22.94			0.203	0.171	9.849	12.606	OK
845	3.41	1984	2247			88.95	616.17	0.06	-97.73	-694.88	0.06					
					SLE Rare	0.00			-0.06			0.001	0.000	0.004	0.017	
					SLE Freq.	0.00			-0.06			0.001	0.000	0.004	0.017	OK
					SLE Q.P.	0.00			-0.06			0.001	0.000	0.004	0.017	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
845	0.00	1544	2247			7.21	484.46	0.05	-0.15	-694.89	0.06					
					SLE Rare	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	
					SLE Freq.	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	OK
					SLE Q.P.	5.41			0.00			0.000	0.057	2.649	0.292	OK
Camp.	0.27	829	2247	40950.0	0.88	7.21	270.08	0.05	-0.87	-694.91	0.06					
					SLE Rare	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	
					SLE Freq.	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	OK
					SLE Q.P.	1.59			-0.67			0.006	0.022	0.857	0.284	OK
847	0.54	142	2200			7.21	63.08	0.04	-0.15	-680.74	0.06					
					SLE Rare	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	
					SLE Freq.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
					SLE Q.P.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T _{Ed} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	T _{Rsd} [kNm]	Staffe
Trave 815 818 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.05	0.59	0.54	1.00	24.00	378.89	3828.89	651.56	0.00	1298.08	198.76	ø 12 6br. 300.0'
Trave 818 827 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	319.30	378.89	3828.89	1303.12	173.70	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
0.25	3.16	2.91	1.50	1198.77	378.89	3534.36	1954.68	173.70	1198.23	396.52	ø 12 6br. 150.0'

3.16	3.41	0.25	1.00	1188.18	378.89	3828.89	1303.12	173.70	1298.08	397.51	ø 12 bbr. 150.0'
Trave 827 835 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	697.40	378.89	3828.89	1303.12	107.79	1298.08	397.51	ø 12 bbr. 150.0'
0.25	5.00	4.75	1.50	689.52	378.89	3534.36	977.34	107.79	1198.23	298.14	ø 12 bbr. 300.0'
5.00	5.25	0.25	1.00	696.80	378.89	3828.89	1303.12	107.79	1298.08	397.51	ø 12 bbr. 150.0'
Trave 835 845 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	1186.40	378.89	3828.89	1303.12	173.73	1298.08	397.51	ø 12 bbr. 150.0'
0.25	0.60	0.35	1.50	1196.99	378.89	3534.36	1954.68	173.73	1198.23	523.06	ø 12 bbr. 150.0'
0.60	2.81	2.21	1.50	703.33	378.89	3534.36	977.34	173.73	1198.23	298.14	ø 12 bbr. 300.0'
2.81	3.16	0.35	1.50	60.44	378.89	3534.36	1954.68	173.73	1198.23	396.52	ø 12 bbr. 150.0'
3.16	3.41	0.25	1.00	316.04	378.89	3828.89	1303.12	173.73	1298.08	397.51	ø 12 bbr. 150.0'
Trave 845 847 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.54	0.54	1.00	24.00	378.89	3828.89	651.56	0.00	1298.08	198.76	ø 12 bbr. 300.0'

Travata: Travata 258 Nodi 816 817 828 836 846 848

Nodo	x [m]	A _{te} [mm²]	A _n [mm²]	q _r [N/m]	M _{inf} [kNm]	M _{de} [kNm]	M _{re} [kNm]	x/d	M _{di} [kNm]	M _{ri} [kNm]	x/d	σ _{be} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{te} [MPa]	σ _{ti} [MPa]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
816	0.05	143	2200			7.11	63.37	0.04	-0.14	-680.74	0.06					
					SLE Rare	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	
					SLE Freq.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
					SLE Q.P.	0.04			-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
Camp.	0.32	829	2248	40950.0	0.88	7.11	269.98	0.05	-0.86	-695.25	0.06					
					SLE Rare	1.59			-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	
					SLE Freq.	1.59			-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	OK
					SLE Q.P.	1.59			-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	OK
817	0.59	1542	2248			7.11	483.64	0.05	-0.13	-695.23	0.06					
					SLE Rare	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	
					SLE Freq.	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	OK
					SLE Q.P.	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
817	0.00	1981	2248			87.73	615.35	0.06	-95.95	-695.22	0.06					
					SLE Rare	0.43			0.00			0.000	0.004	0.194	0.022	
					SLE Freq.	0.43			0.00			0.000	0.004	0.194	0.022	OK
					SLE Q.P.	0.43			0.00			0.000	0.004	0.194	0.022	OK
Camp.	1.71	2545	2290	40950.0	29.85	251.07	784.04	0.06	-202.47	-707.88	0.06					
					SLE Rare	18.45			-22.96			0.203	0.159	9.154	12.613	
					SLE Freq.	18.45			-22.96			0.203	0.159	9.154	12.613	OK
					SLE Q.P.	18.45			-22.96			0.203	0.159	9.154	12.613	OK
828	3.41	3862	2259			698.68	1177.28	0.08	-404.69	-698.60	0.06					
					SLE Rare	81.24			0.00			0.000	0.597	26.928	3.669	
					SLE Freq.	81.24			0.00			0.000	0.597	26.928	3.669	OK
					SLE Q.P.	81.24			0.00			0.000	0.597	26.928	3.669	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
828	0.00	4027	2259			712.04	1226.27	0.08	-311.09	-698.60	0.06					
					SLE Rare	216.16			0.00			0.000	1.565	68.818	9.803	
					SLE Freq.	216.16			0.00			0.000	1.565	68.818	9.803	OK
					SLE Q.P.	216.16			0.00			0.000	1.565	68.818	9.803	OK
Camp.	2.63	2290	2290	40950.0	70.54	0.00	707.88	0.06	-197.00	-707.88	0.06					
					SLE Rare	0.00			-149.54			1.340	0.000	13.947	82.214	
					SLE Freq.	0.00			-149.54			1.340	0.000	13.947	82.214	OK
					SLE Q.P.	0.00			-149.54			1.340	0.000	13.947	82.214	OK
836	5.25	4027	2259			716.13	1226.27	0.08	-309.18	-698.60	0.06					
					SLE Rare	221.69			0.00			0.000	1.605	70.578	10.053	
					SLE Freq.	221.69			0.00			0.000	1.605	70.578	10.053	OK
					SLE Q.P.	221.69			0.00			0.000	1.605	70.578	10.053	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
836	0.00	3862	2259			702.53	1177.28	0.08	-404.07	-698.60	0.06					
					SLE Rare	84.75			0.00			0.000	0.623	28.089	3.827	
					SLE Freq.	84.75			0.00			0.000	0.623	28.089	3.827	OK
					SLE Q.P.	84.75			0.00			0.000	0.623	28.089	3.827	OK
Camp.	1.71	2545	2290	40950.0	29.85	255.09	784.04	0.06	-206.32	-707.88	0.06					
					SLE Rare	18.60			-22.96			0.203	0.160	9.231	12.613	
					SLE Freq.	18.60			-22.96			0.203	0.160	9.231	12.613	OK
					SLE Q.P.	18.60			-22.96			0.203	0.160	9.231	12.613	OK
846	3.41	1981	2248			87.71	615.35	0.06	-95.96	-695.22	0.06					
					SLE Rare	0.39			0.00			0.000	0.004	0.179	0.020	
					SLE Freq.	0.39			0.00			0.000	0.004	0.179	0.020	OK
					SLE Q.P.	0.39			0.00			0.000	0.004	0.179	0.020	OK
Trave Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90																
846	0.00	1542	2248			7.12	483.64	0.05	-0.14	-695.23	0.06					
					SLE Rare	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	
					SLE Freq.	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	OK
					SLE Q.P.	5.39			0.00			0.000	0.057	2.641	0.292	OK
Camp.	0.27	829	2248	40950.0	0.88	7.12	269.98	0.05	-0.86	-695.25	0.06					
					SLE Rare	1.59			-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	

				SLE Freq.	1.59				-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	OK
				SLE Q.P.	1.59				-0.66			0.006	0.022	0.855	0.283	OK
848	0.54	143	2200		7.12	63.37	0.04		-0.14	-680.74	0.06					
				SLE Rare	0.04				-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	
				SLE Freq.	0.04				-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK
				SLE Q.P.	0.04				-0.01			0.000	0.001	0.021	0.003	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rod} [kN]	V _{Rd} [kN]	T _{Ed} [kNm]	T _{Rod} [kNm]	T _{Rsd} [kNm]	Staffe
Trave 816 817 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.05	0.59	0.54	1.00	23.96	378.89	3828.89	651.56	0.00	1298.08	198.76	ø 12 6br. 300.0'
Trave 817 828 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	315.88	378.89	3828.89	1303.12	176.55	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
0.25	3.16	2.91	1.50	1104.74	378.89	3534.36	1954.68	176.55	1198.23	396.62	ø 12 6br. 150.0'
3.16	3.41	0.25	1.00	1094.14	378.89	3828.89	1303.12	176.55	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
Trave 828 836 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	696.23	378.89	3828.89	1303.12	112.42	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
0.25	5.00	4.75	1.50	690.50	378.89	3534.36	977.34	112.42	1198.23	298.14	ø 12 6br. 300.0'
5.00	5.25	0.25	1.00	698.37	378.89	3828.89	1303.12	112.42	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
Trave 836 846 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.25	0.25	1.00	1117.26	378.89	3828.89	1303.12	176.47	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
0.25	3.16	2.91	1.50	1127.86	378.89	3534.36	1954.68	176.47	1198.23	396.62	ø 12 6br. 150.0'
3.16	3.41	0.25	1.00	313.99	378.89	3828.89	1303.12	176.47	1298.08	397.51	ø 12 6br. 150.0'
Trave 846 848 Sez. 3 Rett. 1400x900 [mm] 140x90											
0.00	0.54	0.54	1.00	23.96	378.89	3828.89	651.56	0.00	1298.08	198.76	ø 12 6br. 300.0'

Travata: Travata 259 Nodi 849 851 865 873 887 889

Nodo	x [m]	A _{te} [mm²]	A _i [mm²]	q _r [N/m]	M _{if} [kNm]	M _{de} [kNm]	M _{re} [kNm]	x/d	M _{di} [kNm]	M _{ri} [kNm]	x/d	σ _{be} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{fe} [MPa]	σ _{fi} [MPa]	w mm
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
849	0.05	105	3362			7.76	67.89	0.04	-0.17	1281.01	0.06					
						SLE Rare	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	
						SLE Freq.	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK
						SLE Q.P.	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK
Camp.	0.27	652	3239	62562.5	0.96	7.76	271.98	0.04	-0.94	1235.05	0.06					
						SLE Rare	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	
						SLE Freq.	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	OK
						SLE Q.P.	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	OK
851	0.50	1237	3239			7.76	490.42	0.04	-0.14	1234.95	0.06					
						SLE Rare	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	
						SLE Freq.	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	OK
						SLE Q.P.	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
851	0.00	1729	3239			191.60	673.68	0.05	-206.92	1234.89	0.06					
						SLE Rare	0.00		-12.95			0.067	0.000	0.231	1.721	
						SLE Freq.	0.00		-12.95			0.067	0.000	0.231	1.721	OK
						SLE Q.P.	0.00		-12.95			0.067	0.000	0.231	1.721	OK
Camp.	2.04	4181	4181	62562.5	65.09	307.82	1584.21	0.06	-270.47	1584.21	0.06					
						SLE Rare	43.05		-50.06			0.216	0.186	10.551	12.269	
						SLE Freq.	43.05		-50.06			0.216	0.186	10.551	12.269	OK
						SLE Q.P.	43.05		-50.06			0.216	0.186	10.551	12.269	OK
865	4.08	4868	5194			730.57	1838.61	0.06	-479.79	1959.28	0.06					
						SLE Rare	49.44		0.00			0.000	0.195	6.164	1.767	
						SLE Freq.	49.44		0.00			0.000	0.195	6.164	1.767	OK
						SLE Q.P.	49.44		0.00			0.000	0.195	6.164	1.767	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
865	0.00	4868	5194			1465.47	1838.61	0.06	1152.76	1959.28	0.06					
						SLE Rare	156.36		0.00			0.000	0.618	20.862	6.162	
						SLE Freq.	156.36		0.00			0.000	0.618	20.862	6.162	OK
						SLE Q.P.	156.36		0.00			0.000	0.618	20.862	6.162	OK
Camp.	1.93	4181	4181	62562.5	57.96	269.83	1584.21	0.06	-538.39	1584.21	0.06					
						SLE Rare	0.00		-194.71			0.839	0.000	9.415	47.722	
						SLE Freq.	0.00		-194.71			0.839	0.000	9.415	47.722	OK
						SLE Q.P.	0.00		-194.71			0.839	0.000	9.415	47.722	OK
873	3.85	4868	5143			1470.77	1838.61	0.06	1157.17	1940.40	0.06					
						SLE Rare	156.80		0.00			0.000	0.621	20.923	6.190	
						SLE Freq.	156.80		0.00			0.000	0.621	20.923	6.190	OK
						SLE Q.P.	156.80		0.00			0.000	0.621	20.923	6.190	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
873	0.00	4868	5143			730.12	1838.61	0.06	-479.55	-	0.06					

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T _{Ed} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	Staffe
Trave 849 851 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.05	0.50	0.45	1.00	30.97	556.04	5904.36	1458.74	0.00	2443.85	618.90	ø 14 4br. 150.0'
Trave 851 865 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	128.64	556.04	5904.36	1458.74	285.19	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.83	3.58	1.50	610.67	556.04	5450.18	2188.10	285.19	2255.86	733.47	ø 14 4br. 150.0'
3.83	4.08	0.25	1.00	531.45	609.60	5904.36	1458.74	285.19	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 865 873 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	1050.78	603.51	5904.36	1458.74	129.67	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.60	3.35	1.50	1040.24	567.09	5450.18	2188.10	129.67	2255.86	1032.02	ø 14 4br. 150.0'
3.60	3.85	0.25	1.00	1052.27	601.47	5904.36	1458.74	129.67	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 873 887 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	531.89	607.60	5904.36	1458.74	285.34	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.83	3.58	1.50	611.13	556.04	5450.18	2188.10	285.34	2255.86	739.77	ø 14 4br. 150.0'
3.83	4.08	0.25	1.00	128.72	556.04	5904.36	1458.74	285.34	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 887 889 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.44	0.44	1.00	30.97	556.04	5904.36	1458.74	0.00	2443.85	628.34	ø 14 4br. 150.0'

Nodo	x [m]	A _{fe} [mm²]	A _{fi} [mm²]	q _T [N/m]	M _{inf} [kNm]	M _{de} [kNm]	M _{re} [kNm]	x/d	M _{di} [kNm]	M _{ri} [kNm]	x/d	σ _{be} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{fe} [MPa]	σ _{fi} [MPa]	w mm
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
850	0.05	105	3362			7.90	67.89	0.04	-0.18	1281.01	0.06					
						SLE Rare	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	
						SLE Freq.	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK
						SLE Q.P.	0.06		-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK
Camp.	0.27	652	3239	62562.5	0.96	7.90	271.98	0.04	-0.94	1235.05	0.06					
						SLE Rare	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	
						SLE Freq.	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	OK
						SLE Q.P.	1.79		-0.72			0.004	0.018	0.424	0.131	OK
852	0.50	1237	3239			7.90	490.42	0.04	-0.17	1234.95	0.06					
						SLE Rare	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	
						SLE Freq.	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	OK
						SLE Q.P.	5.90		0.00			0.000	0.043	1.225	0.158	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
852	0.00	1729	3239			189.64	673.68	0.05	-203.57	1234.89	0.06					
						SLE Rare	0.00		-12.87			0.066	0.000	0.230	1.710	
						SLE Freq.	0.00		-12.87			0.066	0.000	0.230	1.710	OK
						SLE Q.P.	0.00		-12.87			0.066	0.000	0.230	1.710	OK
Camp.	2.04	4181	4181	62562.5	65.09	309.82	1584.21	0.06	-266.94	1584.21	0.06					
						SLE Rare	43.02		-50.06			0.216	0.185	10.543	12.269	

				SLE Freq.	43.02				-50.06			0.216	0.185	10.543	12.269	OK
				SLE Q.P.	43.02				-50.06			0.216	0.185	10.543	12.269	OK
866	4.08	4868	5194			736.75	1838.61	0.06	-485.47	1959.28	0.06					
				SLE Rare	49.61				0.00			0.000	0.196	6.184	1.773	
				SLE Freq.	49.61				0.00			0.000	0.196	6.184	1.773	OK
				SLE Q.P.	49.61				0.00			0.000	0.196	6.184	1.773	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
866	0.00	4868	5194			1481.37	1838.61	0.06	1163.57	1959.28	0.06					
				SLE Rare	158.90				0.00			0.000	0.628	21.201	6.262	
				SLE Freq.	158.90				0.00			0.000	0.628	21.201	6.262	OK
				SLE Q.P.	158.90				0.00			0.000	0.628	21.201	6.262	OK
Camp.	1.93	4181	4181	62562.5	57.96	275.02	1584.21	0.06	-541.07	1584.21	0.06					
				SLE Rare	0.00				-194.04			0.836	0.000	9.382	47.557	
				SLE Freq.	0.00				-194.04			0.836	0.000	9.382	47.557	OK
				SLE Q.P.	0.00				-194.04			0.836	0.000	9.382	47.557	OK
874	3.85	4868	5143			1478.35	1838.61	0.06	1163.66	1940.40	0.06					
				SLE Rare	157.35				0.00			0.000	0.623	20.996	6.212	
				SLE Freq.	157.35				0.00			0.000	0.623	20.996	6.212	OK
				SLE Q.P.	157.35				0.00			0.000	0.623	20.996	6.212	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
874	0.00	4868	5143			735.12	1838.61	0.06	-486.54	1940.40	0.06					
				SLE Rare	48.90				0.00			0.000	0.194	6.096	1.751	
				SLE Freq.	48.90				0.00			0.000	0.194	6.096	1.751	OK
				SLE Q.P.	48.90				0.00			0.000	0.194	6.096	1.751	OK
Camp.	2.04	4181	4181	62562.5	65.09	314.38	1584.21	0.06	-271.22	1584.21	0.06					
				SLE Rare	42.85				-50.06			0.216	0.185	10.503	12.269	
				SLE Freq.	42.85				-50.06			0.216	0.185	10.503	12.269	OK
				SLE Q.P.	42.85				-50.06			0.216	0.185	10.503	12.269	OK
888	4.08	1729	3290			207.20	673.71	0.05	-220.66	1253.83	0.06					
				SLE Rare	0.00				-12.66			0.065	0.000	0.225	1.705	
				SLE Freq.	0.00				-12.66			0.065	0.000	0.225	1.705	OK
				SLE Q.P.	0.00				-12.66			0.065	0.000	0.225	1.705	OK
Trave Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110																
888	0.00	1237	3290			7.91	490.46	0.04	-0.17	1253.90	0.06					
				SLE Rare	5.90				0.00			0.000	0.043	1.225	0.157	
				SLE Freq.	5.90				0.00			0.000	0.043	1.225	0.157	OK
				SLE Q.P.	5.90				0.00			0.000	0.043	1.225	0.157	OK
Camp.	0.22	652	3290	62562.5	0.96	7.91	272.06	0.04	-0.94	1254.01	0.06					
				SLE Rare	1.79				-0.72			0.004	0.018	0.424	0.129	
				SLE Freq.	1.79				-0.72			0.004	0.018	0.424	0.129	OK
				SLE Q.P.	1.79				-0.72			0.004	0.018	0.424	0.129	OK
890	0.44	105	3413			7.91	67.98	0.04	-0.18	1299.94	0.06					
				SLE Rare	0.06				-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	
				SLE Freq.	0.06				-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK
				SLE Q.P.	0.06				-0.00			0.000	0.002	0.014	0.000	OK

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T _{Ed} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	T _{Rd} [kNm]	Staffe
Trave 850 852 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.05	0.50	0.45	1.00	30.97	556.04	5904.36	1458.74	0.00	2443.85	618.90	ø 14 4br. 150.0'
Trave 852 866 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	126.05	556.04	5904.36	1458.74	285.45	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.83	3.58	1.50	613.37	556.04	5450.18	2188.10	285.45	2255.86	733.47	ø 14 4br. 150.0'
3.83	4.08	0.25	1.00	538.39	609.60	5904.36	1458.74	285.45	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 866 874 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	1059.92	603.51	5904.36	1458.74	135.13	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.60	3.35	1.50	1047.88	567.09	5450.18	2188.10	135.13	2255.86	1032.02	ø 14 4br. 150.0'
3.60	3.85	0.25	1.00	1058.34	601.47	5904.36	1458.74	135.13	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 874 888 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.25	0.25	1.00	537.80	607.60	5904.36	1458.74	284.26	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
0.25	3.83	3.58	1.50	612.90	556.04	5450.18	2188.10	284.26	2255.86	739.77	ø 14 4br. 150.0'
3.83	4.08	0.25	1.00	125.84	556.04	5904.36	1458.74	284.26	2443.85	826.18	ø 14 4br. 150.0'
Trave 888 890 Sez. 5 Rett. 1750x1100 [mm] 175x110											
0.00	0.44	0.44	1.00	30.97	556.04	5904.36	1458.74	0.00	2443.85	628.34	ø 14 4br. 150.0'

SOLLECITAZIONI E VERIFICA SETTI

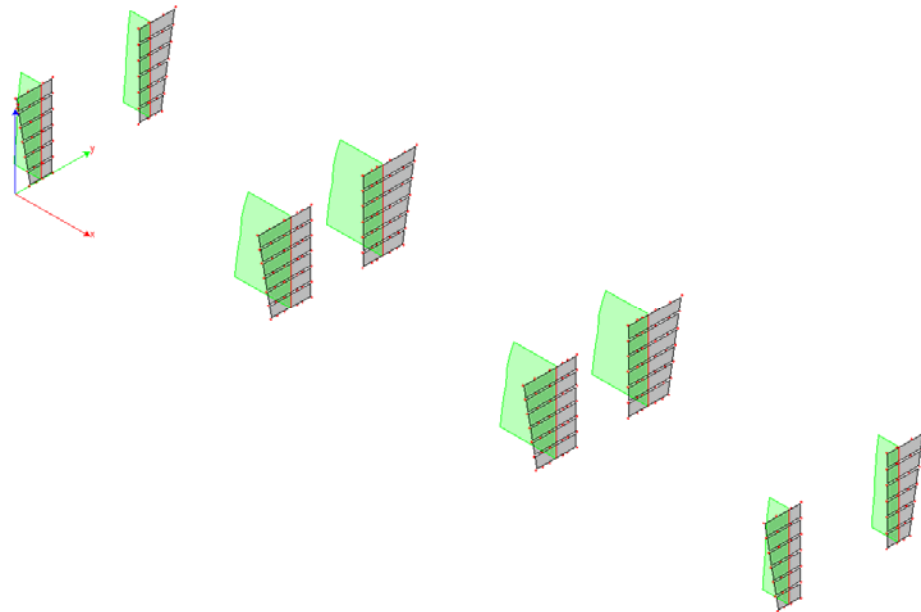
Modalità di verifica

Le pareti in c.a. vengono verificate come setti/diaframmi o nuclei.

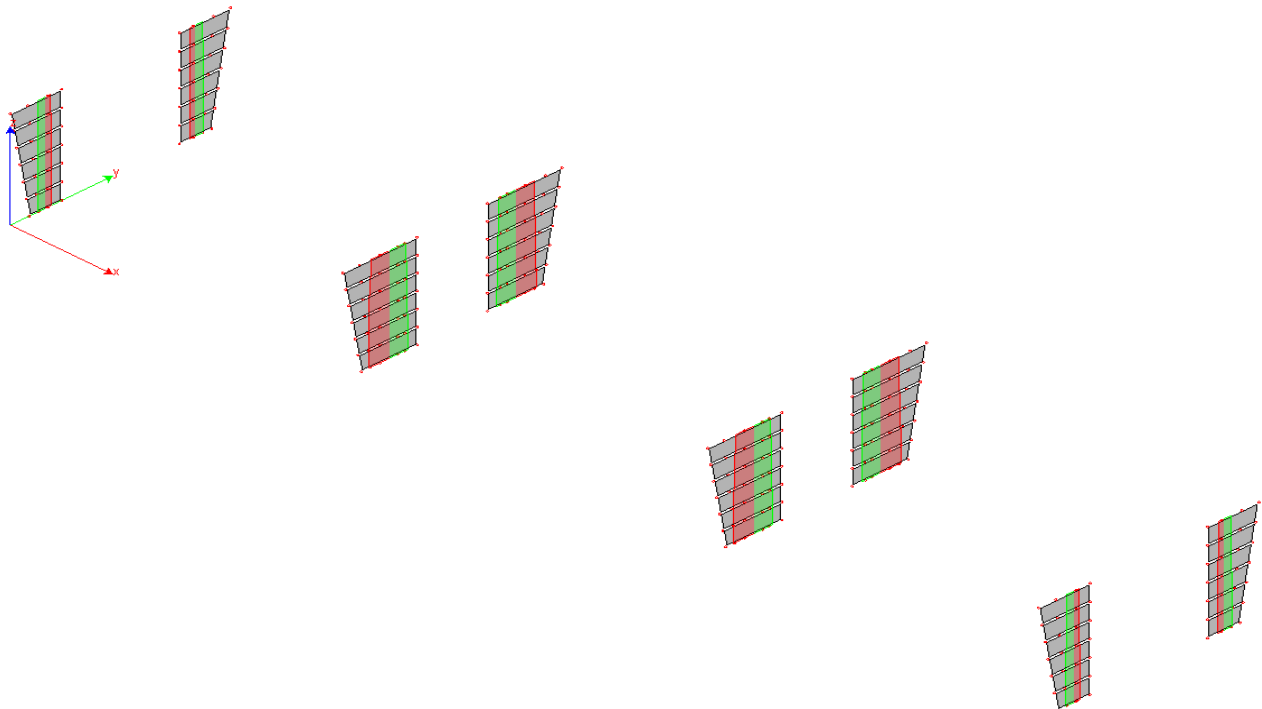
La verifica dei setti/diaframmi viene condotta a pressoflessione retta e a taglio. Viene calcolato lo sforzo normale medio agente sul setto e il momento ad esso associato. Quando previsto, sono introdotti ferri verticali aggiuntivi da disporsi sulle estremità del setto stesso.

La verifica dei nuclei viene condotta a pressoflessione deviata sulla sezione complessiva e a taglio sulle singole pareti costituenti il nucleo.

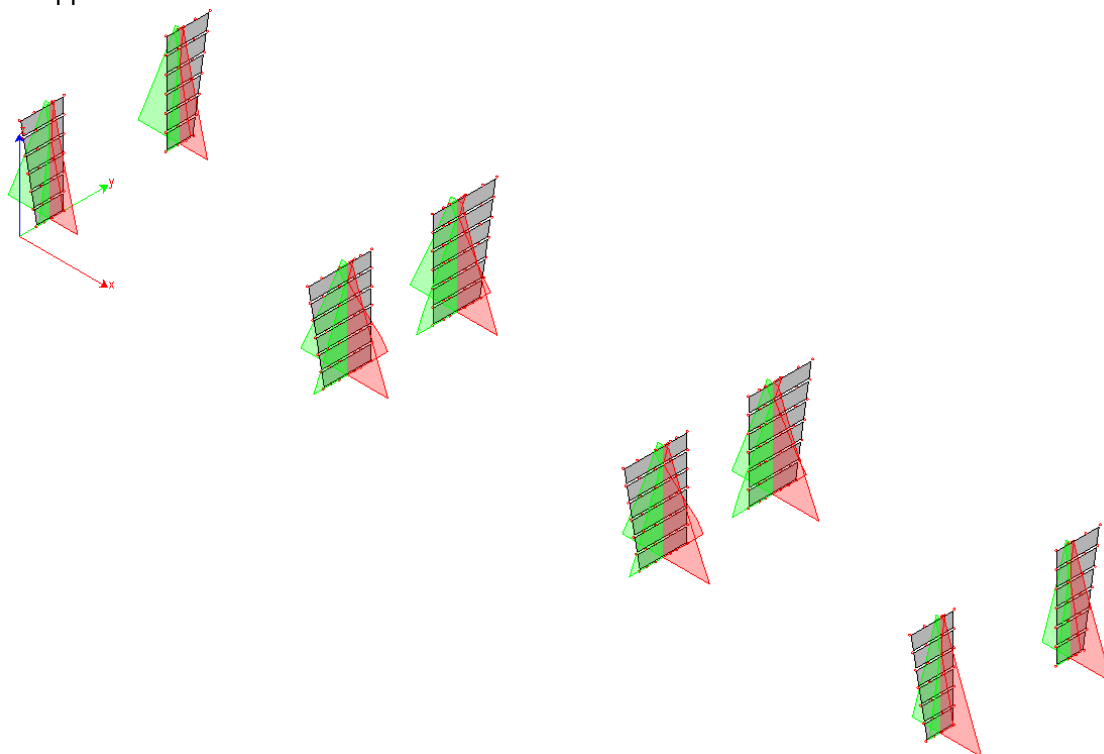
Inviluppo Sforzo assiale



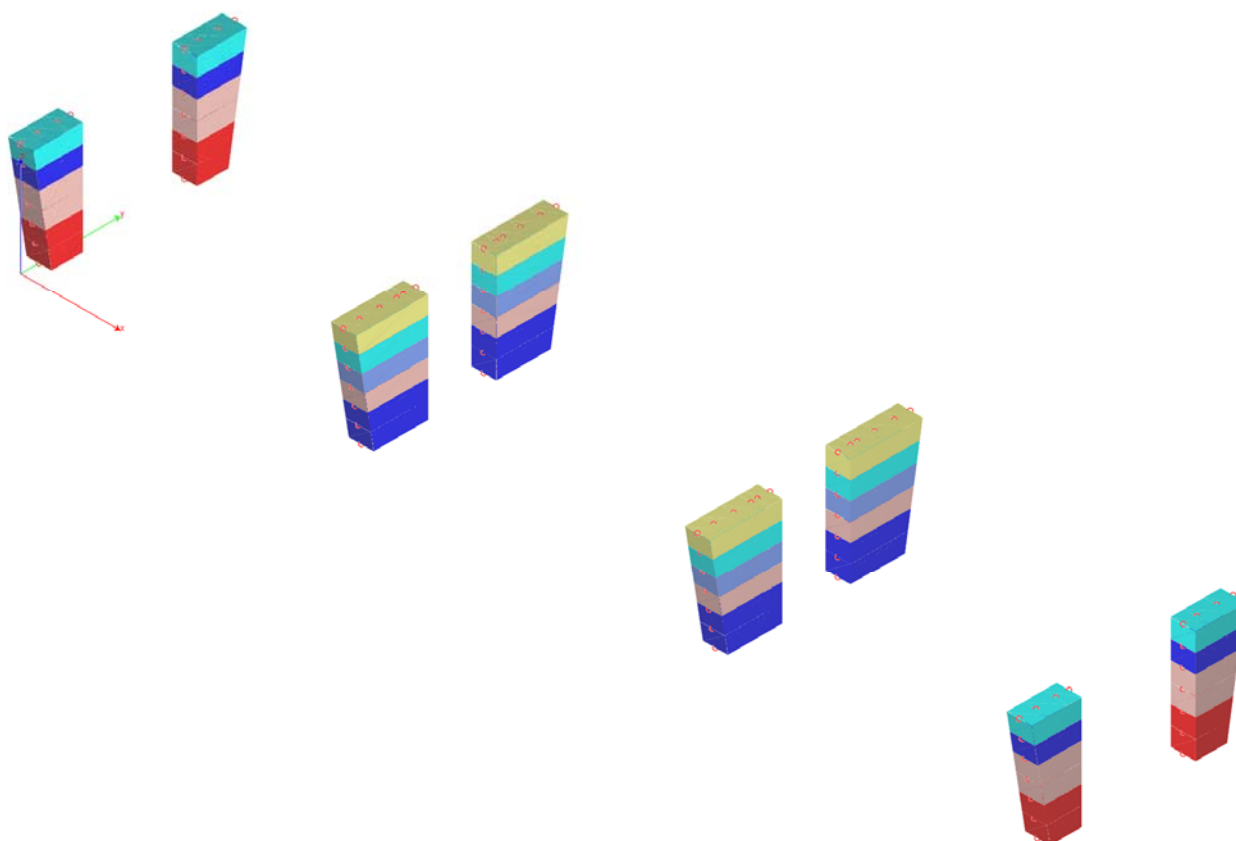
Inviluppo Taglio



Inviluppo Momento



Verifica armature



Sezioni Impiegate:

Sezioni Esistenti

Sez. Num.	Info	Dimensi oni	Crite rio	Calcestr uzzo	γ_m	F. C.	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	σ_{RARE} [MPa]	σ_{FREQ} [MPa]	σ_{OP} [MPa]	Acci aio	γ_m	F. C.	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	σ_{yRARE} [MPa]	σ_{yFRE} [MPa]	σ_{yOP} [MPa]	Copri ferra o	cot g θ
2	Muro S=140 spalle	s 1400 [mm]	Verse t	C35/45	1.50	1.00	35.0	19.8	21.0	35.0	15.8	B 450 C	1.15	1.00	450.0	391.3	360.0	450.0	450.0	30.0	2.00
3	Muro S=140 pile	s 1400 [mm]	Verse t	C35/45	1.50	1.00	35.0	19.8	21.0	35.0	15.8	B 450 C	1.15	1.00	450.0	391.3	360.0	450.0	450.0	30.0	2.00

Per nuclei e diaframmi i momenti di progetto sono traslati e involuppati

Per nuclei e diaframmi i tagli di progetto sono traslati e involuppati

Taglio di progetto pari al taglio di calcolo

Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima nelle zone dissipative: fattore riduttivo 0.40

$V_{Rdc} = 0.80 l_w b_w \alpha_v f_{cd} (\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)) / (1 + \cotg(\theta)^2)$

Verifiche Setti:

NUCLEO 456 462 / Nodi: 457 463

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
457 463	2	1775	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-50.007	-2036.57	6574.22	0.98
Sommità	5	-43.304	-2036.51	6573.91	0.98

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-126.301	145.97	-1093.18	-2.6
σ _{Clc,Med}	12	-126.301	145.97	-1093.18	-1.2
σ _{s,t}	10	-126.301	145.97	-1093.18	43.4
σ _{s,c}	10	-126.301	145.97	-1093.18	-36.9
Sommita					
σ _{Clc,Max}	12	-119.406	204.24	-917.60	-2.4
σ _{Clc,Med}	12	-119.406	204.24	-917.60	-1.0
σ _{s,t}	10	-119.406	204.24	-917.60	34.8
σ _{s,c}	10	-119.406	204.24	-917.60	-33.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
457-463	1.77	1.07	2	44.233	1.50	66.350	-202.594	203.657	309.574	164.745	537.087	0.40

NUCLEO 457 463 / Nodi: 458 464

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
458 464	2	1775	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-49.814	2033.42	-6572.70	0.98
Sommità	9	-43.069	2033.35	6572.40	0.98

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	σ [MPa]
Base					

$\sigma_{Clc,Max}$	12	-125.903	145.36	1093.84	-2.6
$\sigma_{Clc,Med}$	12	-125.903	145.36	1093.84	-1.2
$\sigma_{s,t}$	10	-125.903	145.36	1093.84	43.6
$\sigma_{s,c}$	10	-125.903	145.36	1093.84	-36.9
Sommità					
$\sigma_{Clc,Max}$	12	-119.007	202.85	918.25	-2.4
$\sigma_{Clc,Med}$	12	-119.007	202.85	918.25	-1.0
$\sigma_{s,t}$	10	-119.007	202.85	918.25	34.9
$\sigma_{s,c}$	10	-119.007	202.85	918.25	-33.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
458-464	1.77	1.07	2	44.109	1.50	66.163	-202.038	203.361	309.574	164.745	536.860	0.40

NUCLEO 482 476 / Nodi: 483 477

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
483 477	2	1775	1072	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 24 100' + Dx: \varnothing 24 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-49.646	2034.06	6574.09	0.98
Sommità	9	-42.888	2033.99	6573.79	0.98

S.I.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-125.841	-143.49	-1094.03	-2.6
σ _{Clc,Med}	12	-125.841	-143.49	-1094.03	-1.2
σ _{s,t}	10	-125.841	-143.49	-1094.03	43.5
σ _{s,c}	10	-125.841	-143.49	-1094.03	-36.9
Sommita					
σ _{Clc,Max}	12	-118.946	-201.43	-918.40	-2.3
σ _{Clc,Med}	12	-118.946	-201.43	-918.40	-1.0
σ _{s,t}	10	-118.946	-201.43	-918.40	34.9
σ _{s,c}	10	-118.946	-201.43	-918.40	-33.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
483-477	1.77	1.07	2	44.202	1.50	66.303	-202.037	-203.410	309.574	164.745	536.863	0.40

NUCLEO 483 477 / Nodi: 484 478

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
484 478	2	1775	1072	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 24 100' + Dx: \varnothing 24 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-49.777	-2032.64	6572.07	0.98
Sommità	7	-43.052	2032.58	-6571.76	0.98

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-125.895	-145.23	1093.60	-2.6
σ _{Clc,Med}	12	-125.895	-145.23	1093.60	-1.2
σ _{s,t}	10	-125.895	-145.23	1093.60	43.5
σ _{s,c}	10	-125.895	-145.23	1093.60	-36.9
Sommità					

$\sigma_{Cl,Max}$	12	-119.000	-202.74	918.05	-2.4
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-119.000	-202.74	918.05	-1.0
$\sigma_{s,t}$	10	-119.000	-202.74	918.05	34.9
$\sigma_{s,c}$	10	-119.000	-202.74	918.05	-33.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
484-478	1.77	1.07	2	44.104	1.50	66.156	-202.814	-199.720	309.574	164.745	536.880	0.40

NUCLEO 505 503 / Nodi: 497 490

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
497 490	3	3075	1023	1400	2x ϕ 24 150' + Sx: ϕ 24 100' + Dx: ϕ 24 100'	2x ϕ 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-182.818	6383.80	7378.62	0.69
Sommità	3	-171.402	-6383.49	-7378.25	0.70

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-304.149	509.39	-463.89	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-304.149	509.39	-463.89	-0.6
σ _{s,t}	10	-304.149	509.39	-463.89	-1.5
σ _{s,c}	10	-304.149	509.39	-463.89	-17.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-292.834	563.33	-389.91	-1.1
σ _{Cl,Med}	12	-292.834	563.33	-389.91	-0.6
σ _{s,t}	10	-292.834	563.33	-389.91	-1.6
σ _{s,c}	10	-292.834	563.33	-389.91	-16.4

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
497-490	3.07	1.03	2	113.522	1.50	170.284	-425.490	-638.383	540.204	287.479	1081.010	0.59

NUCLEO 498 486 / Nodi: 498 486

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
498 486	3	3075	1023	1400	2x ϕ 24 150' + Sx: ϕ 24 100' + Dx: ϕ 24 100'	2x ϕ 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-182.672	6376.18	7377.66	0.69
Sommità	7	-171.502	6375.86	-7377.29	0.70

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-304.155	509.22	463.96	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-304.155	509.22	463.96	-0.6
σ _{s,t}	10	-304.155	509.22	463.96	-1.5
σ _{s,c}	10	-304.155	509.22	463.96	-17.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-292.840	563.17	389.96	-1.1
σ _{Cl,Med}	12	-292.840	563.17	389.96	-0.6
σ _{s,t}	10	-292.840	563.17	389.96	-1.6
σ _{s,c}	10	-292.840	563.17	389.96	-16.4

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
498-486	3.08	1.03	2	113.474	1.50	170.211	-414.225	-637.559	540.208	287.481	0.000	0.59

NUCLEO 501 498 / Nodi: 499 488

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
499 488	3	3075	1023	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-182.801	-6374.93	7378.39	0.69
Sommità	5	-171.382	-6374.62	7378.02	0.70

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-304.131	-508.15	-464.21	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-304.131	-508.15	-464.21	-0.6
σ _{s,t}	10	-304.131	-508.15	-464.21	-1.5
σ _{s,c}	10	-304.131	-508.15	-464.21	-17.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-292.817	-562.30	-390.17	-1.1
σ _{Cl,Med}	12	-292.817	-562.30	-390.17	-0.6
σ _{s,t}	10	-292.817	-562.30	-390.17	-1.6
σ _{s,c}	10	-292.817	-562.30	-390.17	-16.4

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
499-488	3.07	1.03	2	113.544	1.50	170.316	-425.466	637.483	540.207	287.480	1080.986	0.59

NUCLEO 500 489 / Nodi: 500 489

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
500 489	3	3075	1023	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-182.552	6375.07	-7377.59	0.69
Sommità	7	-171.376	6374.76	-7377.22	0.70

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-304.049	-508.17	463.99	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-304.049	-508.17	463.99	-0.6
σ _{s,t}	10	-304.049	-508.17	463.99	-1.5
σ _{s,c}	10	-304.049	-508.17	463.99	-17.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-292.734	-562.02	389.94	-1.1
σ _{Cl,Med}	12	-292.734	-562.02	389.94	-0.6
σ _{s,t}	10	-292.734	-562.02	389.94	-1.6
σ _{s,c}	10	-292.734	-562.02	389.94	-16.4

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
500-489	3.07	1.03	2	113.455	1.50	170.182	-414.105	637.450	540.207	287.480	0.000	0.59

NUCLEO 508 514 / Nodi: 509 515

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
509 515	2	1948	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-43.557		-2036.51	6573.91	0.91
Sommità	5	-39.126		-1826.43	5595.80	0.77

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}		12	-119.406	100.96	-2.0
σ _{Clc,Med}		12	-119.406	100.96	-0.9
σ _{s,t}		10	-119.406	100.96	28.9
σ _{s,c}		10	-119.406	100.96	-27.7
Sommità					
σ _{Clc,Max}		12	-111.870	158.95	-1.7
σ _{Clc,Med}		12	-111.870	158.95	-0.7
σ _{s,t}		10	-111.870	158.95	21.3
σ _{s,c}		10	-111.870	158.95	-24.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
509-515	1.95	1.07	2	43.733	1.50	65.599	-195.254	203.651	850.663	181.078	0.000	0.36

NUCLEO 509 515 / Nodi: 510 516

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
510 516	2	1948	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-43.321		2033.35	6572.40	0.91
Sommità	7	-38.863		1823.09	-5594.59	0.77

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}		12	-119.007	99.91	-2.0
σ _{Clc,Med}		12	-119.007	99.91	-0.9
σ _{s,t}		10	-119.007	99.91	29.0
σ _{s,c}		10	-119.007	99.91	-27.7
Sommità					
σ _{Clc,Max}		12	-111.471	157.13	-1.7
σ _{Clc,Med}		12	-111.471	157.13	-0.7
σ _{s,t}		10	-111.471	157.13	21.4
σ _{s,c}		10	-111.471	157.13	-24.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
510-516	1.95	1.07	2	43.612	1.50	65.419	-194.733	203.352	850.663	181.078	0.000	0.36

NUCLEO 526 520 / Nodi: 527 521

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
527 521	2	1948	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-43.141	2033.99	6573.79	0.91
Sommità	9	-38.686	1823.95	5595.78	0.77

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}		12	-118.946	-98.54	-2.0
σ _{Clc,Med}		12	-118.946	-98.54	-0.9
σ _{st}		10	-118.946	-98.54	29.0
σ _{sc}		10	-118.946	-98.54	-27.6
Sommità					
σ _{Clc,Max}		12	-111.410	-156.20	-1.7
σ _{Clc,Med}		12	-111.410	-156.20	-0.7
σ _{st}		10	-111.410	-156.20	21.4
σ _{sc}		10	-111.410	-156.20	-24.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
527-521	1.95	1.07	2	43.702	1.50	65.552	-194.752	-203.392	850.663	181.078	0.000	0.36

NUCLEO 527 521 / Nodi: 528 522

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
528 522	2	1948	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-43.305	-2032.58	-6571.76	0.91
Sommità	7	-38.854	1822.44	-5594.06	0.77

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}		12	-119.000	-99.81	-2.0
σ _{Clc,Med}		12	-119.000	-99.81	-0.9
σ _{st}		10	-119.000	-99.81	29.0
σ _{sc}		10	-119.000	-99.81	-27.7
Sommità					
σ _{Clc,Max}		12	-111.464	-157.05	-1.7
σ _{Clc,Med}		12	-111.464	-157.05	-0.7
σ _{st}		10	-111.464	-157.05	21.4
σ _{sc}		10	-111.464	-157.05	-24.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
528-522	1.95	1.07	2	43.607	1.50	65.411	-195.438	-199.706	850.663	181.078	0.000	0.36

NUCLEO 527 529 / Nodi: 549 535

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
549 535	3	3243	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-172.597	6383.49	-7378.25	0.66
Sommità	5	-161.490	-5474.17	6298.10	0.56

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-292.834	317.40	-389.91	-1.0
σ _{Clc,Med}	12	-292.834	317.40	-389.91	-0.6
σ _{s1}	10	-292.834	317.40	-389.91	-2.9
σ _{s2}	10	-292.834	317.40	-389.91	-14.2
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-280.918	371.08	-315.92	-0.9
σ _{Clc,Med}	12	-280.918	371.08	-315.92	-0.5
σ _{s1}	10	-280.918	371.08	-315.92	-3.1
σ _{s2}	10	-280.918	371.08	-315.92	-13.3

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
549-535	3.24	1.03	2	112.318	1.50	168.477	-413.066	638.352	1425.005	303.336	0.000	0.56

NUCLEO 550 536 / Nodi: 550 536

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
550 536	3	3243	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-172.696		6375.86	-7377.29	0.66
Sommità	7	-161.577		5467.70	-6297.29	0.56

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-292.840	317.27	389.98	-1.0
σ _{Clc,Med}	12	-292.840	317.27	389.98	-0.6
σ _{s1}	10	-292.840	317.27	389.98	-2.9
σ _{s2}	10	-292.840	317.27	389.98	-14.2
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-280.924	370.96	315.98	-0.9
σ _{Clc,Med}	12	-280.924	370.96	315.98	-0.5
σ _{s1}	10	-280.924	370.96	315.98	-3.1
σ _{s2}	10	-280.924	370.96	315.98	-13.3

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
550-536	3.24	1.03	2	112.265	1.50	168.398	-412.933	637.599	1425.005	303.336	0.000	0.56

NUCLEO 521 526 / Nodi: 551 537

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
551 537	3	3243	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-172.577		-6374.62	-7378.02	0.66
Sommità	9	-161.469		5466.84	6297.91	0.56

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-292.817	-316.42	-390.17	-1.0
σ _{Clc,Med}	12	-292.817	-316.42	-390.17	-0.6

σ_{st}	10	-292.817	-316.42	-390.17	-2.9
σ_{sc}	10	-292.817	-316.42	-390.17	-14.2
Sommità					
$\sigma_{Clis,Max}$	12	-280.901	-370.32	-316.14	-0.9
$\sigma_{Clis,Med}$	12	-280.901	-370.32	-316.14	-0.5
σ_{st}	10	-280.901	-370.32	-316.14	-3.1
σ_{sc}	10	-280.901	-370.32	-316.14	-13.3

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
551-537	3.24	1.03	2	112.340	1.50	168.510	-413.000	-637.706	1425.005	303.336	0.000	0.56

NUCLEO 552 538 / Nodi: 552 538

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
552 538	3	3243	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 24 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	7inv.	-172.569	6374.76	-7377.22	0.66	
Sommità	9	-161.469	5466.61	6297.17	0.56	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Clis,Max}$	12	-292.734	-316.21	389.94	-1.0
$\sigma_{Clis,Med}$	12	-292.734	-316.21	389.94	-0.6
σ_{st}	10	-292.734	-316.21	389.94	-2.9
σ_{sc}	10	-292.734	-316.21	389.94	-14.2
Sommità					
$\sigma_{Clis,Max}$	12	-280.819	-369.80	315.88	-0.9
$\sigma_{Clis,Med}$	12	-280.819	-369.80	315.88	-0.5
σ_{st}	10	-280.819	-369.80	315.88	-3.1
σ_{sc}	10	-280.819	-369.80	315.88	-13.3

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
552-538	3.24	1.03	2	112.247	1.50	168.370	-412.952	-637.405	1425.005	303.336	0.000	0.56

NUCLEO 552 558 / Nodi: 553 559

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
553 559	2	2121	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	5inv.	-39.285	-1826.43	5595.80	0.72	
Sommità	5	-26.302	-1616.35	4617.70	0.60	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Clis,Max}$	12	-111.870	62.19	-742.02	-1.4
$\sigma_{Clis,Med}$	12	-111.870	62.19	-742.02	-0.7
σ_{st}	10	-111.870	62.19	-742.02	17.5
σ_{sc}	10	-111.870	62.19	-742.02	-20.2
Sommità					
$\sigma_{Clis,Max}$	12	-103.693	119.91	-566.43	-1.2
$\sigma_{Clis,Med}$	12	-103.693	119.91	-566.43	-0.5

$\sigma_{s,t}$	10	-103.693	119.91	-566.43	11.1
$\sigma_{s,c}$	10	-103.693	119.91	-566.43	-16.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
553-559	2.12	1.07	2	43.733	1.50	65.599	-184.454	182.643	927.392	197.411	0.000	0.33

NUCLEO 553 559 / Nodi: 554 560

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
554 560	2	2121	1072	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 20 100' + Dx: \varnothing 24 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-39.023	1823.09	-5594.59	0.72
Sommità	9	-26.051	1612.83	4616.79	0.60

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-111.471	60.71	742.64	-1.4
σ _{Cl,Med}	12	-111.471	60.71	742.64	-0.7
σ _{s,t}	10	-111.471	60.71	742.64	17.6
σ _{s,c}	10	-111.471	60.71	742.64	-20.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-103.294	117.64	567.05	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-103.294	117.64	567.05	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.294	117.64	567.05	11.2
σ _{s,c}	10	-103.294	117.64	567.05	-16.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
554-560	2.12	1.07	2	43.612	1.50	65.419	-183.948	182.327	927.392	197.411	0.000	0.33

NUCLEO 570 564 / Nodi: 571 565

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
571 565	2	2121	1072	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 20 100' + Dx: \varnothing 24 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-38.846	-1823.95	5595.78	0.72
Sommità	5	-25.868	-1613.90	4617.77	0.60

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-111.410	-59.83	-742.77	-1.4
σ _{Cl,Med}	12	-111.410	-59.83	-742.77	-0.7
σ _{s,t}	10	-111.410	-59.83	-742.77	17.6
σ _{s,c}	10	-111.410	-59.83	-742.77	-20.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-103.233	-117.22	-567.14	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-103.233	-117.22	-567.14	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.233	-117.22	-567.14	11.2
σ _{s,c}	10	-103.233	-117.22	-567.14	-16.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
571-565	2.12	1.07	2	43.702	1.50	65.552	-183.973	-182.393	927.392	197.411	0.000	0.33

NUCLEO 571 565 / Nodi: 572 566

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
572 566	2	2121	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 24 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	7inv.	-39.015	1822.44	-5594.06	0.72	
Sommità	7	-26.040	1612.30	-4616.37	0.60	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-111.464	-60.63	742.49	-1.4
σ _{Cl,Med}	12	-111.464	-60.63	742.49	-0.7
σ _{s,t}	10	-111.464	-60.63	742.49	17.6
σ _{s,c}	10	-111.464	-60.63	742.49	-20.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-103.287	-117.59	566.93	-1.2
σ _{Cl,Med}	12	-103.287	-117.59	566.93	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.287	-117.59	566.93	11.1
σ _{s,c}	10	-103.287	-117.59	566.93	-16.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
572-566	2.12	1.07	2	43.607	1.50	65.411	-184.477	-179.516	927.392	197.411	0.000	0.33

NUCLEO 569 564 / Nodi: 573 583

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
573 583	3	3411	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	7inv.	-162.716	5474.17	-6298.10	0.74	
Sommità	5	-156.169	-4564.84	5217.93	0.59	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-280.918	135.11	-315.92	-0.8
σ _{Cl,Med}	12	-280.918	135.11	-315.92	-0.5
σ _{s,t}	10	-280.918	135.11	-315.92	-4.1
σ _{s,c}	10	-280.918	135.11	-315.92	-12.1
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-268.401	188.54	-241.94	-0.8
σ _{Cl,Med}	12	-268.401	188.54	-241.94	-0.5
σ _{s,t}	10	-268.401	188.54	-241.94	-4.3
σ _{s,c}	10	-268.401	188.54	-241.94	-11.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B	H	Comb.	V _{dc}	α	V _{Ed}	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Rcd}	V _{Rds}	V _{Rds,scorrimento}	S/R
-----------	---	---	-------	-----------------	---	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	------------------	------------------------------	-----

	[m]	[m]	critica	[Ton]		[Ton]	[Ton]	[kNm]	[Ton]	[Ton]	[Ton]	
573-583	3.41	1.03	2	112,318	1.50	168,477	-399.132	547.417	1499.516	319.197	0.000	0.53

NUCLEO 574 584 / Nodi: 574 584

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
574 584	3	3411	1037	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-162.802		-5467.70	-6297.29	0.74
Sommità	3	-156.245		-4559.51	-5217.28	0.59

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-280.924	134.98	315.97	-0.8
σ _{Clc,Med}	12	-280.924	134.98	315.97	-0.5
σ _{s,t}	10	-280.924	134.98	315.97	-4.1
σ _{s,c}	10	-280.924	134.98	315.97	-12.1
Sommita					
σ _{Clc,Max}	12	-268.407	188.42	241.98	-0.8
σ _{Clc,Med}	12	-268.407	188.42	241.98	-0.5
σ _{s,t}	10	-268.407	188.42	241.98	-4.3
σ _{s,c}	10	-268.407	188.42	241.98	-11.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
574-584	3.41	1.03	2	112.265	1.50	168.397	-398.988	546.754	1499.516	319.197	0.000	0.53

NUCLEO 558 563 / Nodi: 595 585

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	
595 585	3	3411	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'	
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]		M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-162.694		-5466.84		-6297.91	0.74
Sommità	9	-156.149		4559.05		5217.78	0.59

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-280.901	-134.36	-316.15	-0.8
σ _{Cl,Med}	12	-280.901	-134.36	-316.15	-0.5
σ _{s,t}	10	-280.901	-134.36	-316.15	-4.1
σ _{s,c}	10	-280.901	-134.36	-316.15	-12.1
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-268.383	-188.01	-242.12	-0.8
σ _{Cl,Med}	12	-268.383	-188.01	-242.12	-0.5
σ _{s,t}	10	-268.383	-188.01	-242.12	-4.3
σ _{s,c}	10	-268.383	-188.01	-242.12	-11.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
595-585	3.41	1.03	2	112.340	1.50	168.510	-399.128	-546.539	1499.516	319.197	0.000	0.53

NUCLEO 596 586 / Nodi: 596 586

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
596 586	3	3411	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-162.693		5466.61	-6297.17	0.74
Sommità	7	-156.150		4558.45	-5217.11	0.59

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base						
σ _{Clc,Max}		12	-280.819	-133.91	315.89	-0.8
σ _{Clc,Med}		12	-280.819	-133.91	315.89	-0.5
σ _{s,t}		10	-280.819	-133.91	315.89	-4.1
σ _{s,c}		10	-280.819	-133.91	315.89	-12.1
Sommità						
σ _{Clc,Max}		12	-268.301	-187.25	241.82	-0.8
σ _{Clc,Med}		12	-268.301	-187.25	241.82	-0.5
σ _{s,t}		10	-268.301	-187.25	241.82	-4.3
σ _{s,c}		10	-268.301	-187.25	241.82	-11.2

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
596-586	3.41	1.03	2	112.246	1.50	168.370	-398.721	-547.698	1499.516	319.197	0.000	0.53

NUCLEO 596 602 / Nodi: 597 603

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
597 603	2	2294	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-26.687		-1616.35	4617.70	0.80
Sommità	5	-17.079		-1406.27	3639.60	0.63

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base						
σ _{Clc,Max}		12	-103.693	30.21	-566.43	-1.1
σ _{Clc,Med}		12	-103.693	30.21	-566.43	-0.5
σ _{s,t}		10	-103.693	30.21	-566.43	11.3
σ _{s,c}		10	-103.693	30.21	-566.43	-15.6
Sommità						
σ _{Clc,Max}		12	-94.875	87.66	-390.85	-0.8
σ _{Clc,Med}		12	-94.875	87.66	-390.85	-0.4
σ _{s,t}		10	-94.875	87.66	-390.85	4.9
σ _{s,c}		10	-94.875	87.66	-390.85	-11.9

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
597-603	2.29	1.07	2	42.430	1.50	63.645	-180.698	161.635	1004.121	213.744	0.000	0.30

NUCLEO 597 603 / Nodi: 598 604

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
598 604	2	2294	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-26.435	1612.83	4616.79	0.80
Sommità	7	-16.828	1402.57	-3638.99	0.63

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cls,Max}	12	-103.294	28.30	567.05	-1.1
σ _{Cls,Med}	12	-103.294	28.30	567.05	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.294	28.30	567.05	11.3
σ _{s,c}	10	-103.294	28.30	567.05	-15.6
Sommita					
σ _{Cls,Max}	12	-94.477	84.96	391.46	-0.8
σ _{Cls,Med}	12	-94.477	84.96	391.46	-0.4
σ _{s,t}	10	-94.477	84.96	391.46	4.9
σ _{s,c}	10	-94.477	84.96	391.46	-11.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
598-604	2.29	1.07	2	42.314	1.50	63.471	-180.179	161.300	1004.121	213.744	0.000	0.30

NUCLEO 614 608 / Nodi: 615 609

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
615 609	2	2294	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-26.252	1613.90	-4617.77	0.80
Sommità	7	-16.648	1403.86	-3639.77	0.63

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cls,Max}	12	-103.233	-27.93	-567.14	-1.1
σ _{Cls,Med}	12	-103.233	-27.93	-567.14	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.233	-27.93	-567.14	11.4
σ _{s,c}	10	-103.233	-27.93	-567.14	-15.6
Sommita					
σ _{Cls,Max}	12	-94.415	-85.03	-391.51	-0.8
σ _{Cls,Med}	12	-94.415	-85.03	-391.51	-0.4
σ _{s,t}	10	-94.415	-85.03	-391.51	4.9
σ _{s,c}	10	-94.415	-85.03	-391.51	-11.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
615-609	2.29	1.07	2	42.400	1.50	63.599	-180.214	-161.392	1004.121	213.744	0.000	0.30

NUCLEO 615 609 / Nodi: 616 610

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
616 610	2	2294	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
---------	-------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	-------

Base	3inv.	-26.425	-1612.30	-4616.37	0.80
Sommità	7	-16.820	1402.16	-3638.67	0.63

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-103.287	-28.25	566.93	-1.1
σ _{Clc,Med}	12	-103.287	-28.25	566.93	-0.5
σ _{s,t}	10	-103.287	-28.25	566.93	11.3
σ _{s,c}	10	-103.287	-28.25	566.93	-15.6
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-94.469	-84.93	391.38	-0.8
σ _{Clc,Med}	12	-94.469	-84.93	391.38	-0.4
σ _{s,t}	10	-94.469	-84.93	391.38	4.9
σ _{s,c}	10	-94.469	-84.93	391.38	-11.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
616-610	2.29	1.07	2	42.309	1.50	63.464	-180.588	-159.136	1004.121	213.744	0.000	0.30

NUCLEO 590 585 / Nodi: 617 627

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
617 627	3	3579	1037	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	5inv.	-157.270	-4564.84	5217.93	0.58	
Sommità	3	-134.799	-3655.51	-4137.76	0.45	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-268.401	-36.92	-241.95	-0.7
σ _{Clc,Med}	12	-268.401	-36.92	-241.95	-0.5
σ _{s,t}	10	-268.401	-36.92	-241.95	-4.8
σ _{s,c}	10	-268.401	-36.92	-241.95	-10.0
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-255.281	16.26	-167.96	-0.6
σ _{Clc,Med}	12	-255.281	16.26	-167.96	-0.5
σ _{s,t}	10	-255.281	16.26	-167.96	-5.2
σ _{s,c}	10	-255.281	16.26	-167.96	-8.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
617-627	3.58	1.03	2	108.582	1.50	162.873	-379.539	456.485	1574.028	335.058	0.000	0.49

NUCLEO 618 628 / Nodi: 618 628

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
618 628	3	3579	1037	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	3inv.	-157.345	-4559.51	-5217.28	0.58	
Sommità	7	-134.877	3651.33	-4137.26	0.45	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
--------	--------------	------------	--------------------------	--------------------------	------------

Base					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-268.407	-37.04	241.98	-0.7
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-268.407	-37.04	241.98	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-268.407	-37.04	241.98	-4.8
$\sigma_{s,c}$	10	-268.407	-37.04	241.98	-10.0
Sommità					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-255.287	16.15	167.99	-0.6
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-255.287	16.15	167.99	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-255.287	16.15	167.99	-5.2
$\sigma_{s,c}$	10	-255.287	16.15	167.99	-8.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
618-628	3.58	1.03	2	108.526	1.50	162.789	-379.474	455.929	1574.028	335.058	0.000	0.49

NUCLEO 579 584 / Nodi: 639 629

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
639 629	3	3579	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	5inv.	-157.250	-4559.05	5217.78	0.58	
Sommità	3	-134.769	-3651.26	-4137.65	0.45	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-268.383	37.43	-242.11	-0.7
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-268.383	37.43	-242.11	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-268.383	37.43	-242.11	-4.8
$\sigma_{s,c}$	10	-268.383	37.43	-242.11	-10.0
Sommità					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-255.264	-15.96	-168.08	-0.6
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-255.264	-15.96	-168.08	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-255.264	-15.96	-168.08	-5.2
$\sigma_{s,c}$	10	-255.264	-15.96	-168.08	-8.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
639-629	3.58	1.03	2	108.605	1.50	162.907	-379.527	-455.879	1574.028	335.058	0.000	0.49

NUCLEO 640 630 / Nodi: 640 630

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
640 630	3	3579	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-157.249		-4558.45	-5217.11	0.58
Sommità	3	-134.786		-3650.29	-4137.04	0.45

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-268.301	38.12	241.83	-0.7
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-268.301	38.12	241.83	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-268.301	38.12	241.83	-4.8
$\sigma_{s,c}$	10	-268.301	38.12	241.83	-10.0

Sommità					
$\sigma_{Cl,Max}$	12	-255.181	-14.96	167.77	-0.6
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-255.181	-14.96	167.77	-0.5
$\sigma_{s,t}$	10	-255.181	-14.96	167.77	-5.3
$\sigma_{s,c}$	10	-255.181	-14.96	167.77	-8.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
640-630	3.58	1.03	2	108.509	1.50	162.763	-379.376	-455.597	1574.028	335.058	0.000	0.49

NUCLEO 640 646 / Nodi: 641 647

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
641 647	2	2467	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-17.538		1406.27	3639.60	0.61
Sommità	9	-5.862		1196.19	2661.49	0.46

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clk,Max}	12	-94.875	5.59	-390.85	-0.7
σ _{Clk,Med}	12	-94.875	5.59	-390.85	-0.3
σ _{s,t}	10	-94.875	5.59	-390.85	3.5
σ _{s,c}	10	-94.875	5.59	-390.85	-10.1
Sommita					
σ _{Clk,Max}	12	-85.416	62.76	-215.27	-0.5
σ _{Clk,Med}	12	-85.416	62.76	-215.27	-0.2
σ _{s,t}	10	-85.416	62.76	-215.27	0.3
σ _{s,c}	10	-85.416	62.76	-215.27	-7.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
641-647	2.47	1.07	2	41.284	1.50	61.926	-172.212	140.627	1080.850	230.077	0.000	0.27

NUCLEO 641 647 / Nodi: 642 648

Armature Nucleo

Armatura Verticale							Armatura Orizzontale
Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]			
642 648	2	2467	1072	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'		2x ø 12 150'
Sezione		Comb.		N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base		7inv.		-17.285	1402.57	-3638.99	0.61
Sommità		9		-5.596	1192.31	2661.19	0.46

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-94.477	3.24	391.46	-0.7
σ _{Cl,Med}	12	-94.477	3.24	391.46	-0.3
σ _{s,t}	10	-94.477	3.24	391.46	3.6
σ _{s,c}	10	-94.477	3.24	391.46	-10.0
Sommità					
σ _{Cl,Max}	12	-85.018	59.62	215.87	-0.5
σ _{Cl,Med}	12	-85.018	59.62	215.87	-0.2
σ _{s,t}	10	-85.018	59.62	215.87	0.3
σ _{s,c}	10	-85.018	59.62	215.87	-7.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
642-648	2.47	1.07	2	41.169	1.50	61.753	-171.688	140.269	1080.850	230.077	0.000	0.27

NUCLEO 658 652 / Nodi: 659 653

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
659 653	2	2467	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-17.107		-1403.86	3639.77	0.61
Sommità	5	-5.418		-1193.81	2661.76	0.46

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clk,Max}	12	-94.415	-3.37	-391.51	-0.7
σ _{Clk,Med}	12	-94.415	-3.37	-391.51	-0.3
σ _{s,t}	10	-94.415	-3.37	-391.51	3.6
σ _{s,c}	10	-94.415	-3.37	-391.51	-10.0
Sommità					
σ _{Clk,Max}	12	-84.957	-60.20	-215.88	-0.5
σ _{Clk,Med}	12	-84.957	-60.20	-215.88	-0.2
σ _{s,t}	10	-84.957	-60.20	-215.88	0.3
σ _{s,c}	10	-84.957	-60.20	-215.88	-7.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
659-653	2.47	1.07	2	41.254	1.50	61.881	-171.724	-140.386	1080.850	230.077	0.000	0.27

NUCLEO 659 653 / Nodi: 660 654

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
660 654	2	2467	1072	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	7inv.	-17.278	1402.16	-3638.67	0.61	
Sommità	3	-5.588	-1192.02	-2660.97	0.46	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clk,Max}	12	-94.469	-3.22	391.38	-0.7
σ _{Clk,Med}	12	-94.469	-3.22	391.38	-0.3
σ _{s,t}	10	-94.469	-3.22	391.38	3.6
σ _{s,c}	10	-94.469	-3.22	391.38	-10.0
Sommità					
σ _{Clk,Max}	12	-85.010	-59.62	215.82	-0.5
σ _{Clk,Med}	12	-85.010	-59.62	215.82	-0.2
σ _{s,t}	10	-85.010	-59.62	215.82	0.3
σ _{s,c}	10	-85.010	-59.62	215.82	-7.1

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
660-654	2.47	1.07	2	41.163	1.50	61.745	-171.381	-141.770	1080.850	230.077	0.000	0.27

NUCLEO 611 606 / Nodi: 661 671

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	
661 671	3	3747	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'	
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]		M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-136.312		-3655.51		4137.76	0.43
Sommità	3	-130.094		-2800.51		-3057.60	0.30

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]		M ₁₂ [kNm]		M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base							
σ _{Cl,Max}		12		-255.281		-198.18	-0.6
σ _{Cl,Med}		12		-255.281		-198.18	-0.4
σ _{s,t}		10		-255.281		-198.18	-4.3
σ _{s,c}		10		-255.281		-198.18	-9.1
Sommità							
σ _{Cl,Max}		12		-241.560		-145.25	-0.5
σ _{Cl,Med}		12		-241.560		-145.25	-0.4
σ _{s,t}		10		-241.560		-145.25	-4.9
σ _{s,c}		10		-241.560		-145.25	-7.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
661-671	3.75	1.03	2	105.731	1.50	158.596	-374.249	365.553	1648.539	350.919	0.000	0.45

NUCLEO 662 672 / Nodi: 662 672

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	
662 672	3	3747	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'	
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]		M ₁₂ [kNm]		M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-136.388		-3651.33		-4137.26	0.43
Sommità	3	-130.152		-2797.72		-3057.25	0.30

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]		M ₁₂ [kNm]		M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base							
σ _{Cl,Max}		12		-255.287		-198.29	-0.6
σ _{Cl,Med}		12		-255.287		-198.29	-0.4
σ _{s,t}		10		-255.287		-198.29	-4.3
σ _{s,c}		10		-255.287		-198.29	-9.1
Sommità							
σ _{Cl,Max}		12		-241.566		-145.36	-0.5
σ _{Cl,Med}		12		-241.566		-145.36	-0.4
σ _{s,t}		10		-241.566		-145.36	-4.9
σ _{s,c}		10		-241.566		-145.36	-7.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
662-672	3.75	1.03	2	105.676	1.50	158.514	-374.153	365.120	1648.539	350.919	0.000	0.45

NUCLEO 600 605 / Nodi: 683 673

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
683 673	3	3747	1037	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	9inv.	-136.281	3651.26	4137.65	0.43
Sommità	5	-130.069	-2798.41	3057.52	0.30

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-255.264	198.46	-168.08	-0.6
σ _{Cl,Med}	12	-255.264	198.46	-168.08	-0.4
σ _{s,t}	10	-255.264	198.46	-168.08	-4.3
σ _{s,c}	10	-255.264	198.46	-168.08	-9.1
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-241.543	145.32	-94.05	-0.5
σ _{Cl,Med}	12	-241.543	145.32	-94.05	-0.4
σ _{s,t}	10	-241.543	145.32	-94.05	-4.9
σ _{s,c}	10	-241.543	145.32	-94.05	-7.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
683-673	3.75	1.03	2	105.754	1.50	158.631	-374.256	-365.109	1648.539	350.919	0.000	0.45

NUCLEO 684 674 / Nodi: 684 674

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
684 674	3	3747	1037	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-136.297	3650.29	-4137.04	0.43
Sommità	5	-130.076	-2799.03	3056.98	0.30

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-255.181	199.39	167.77	-0.6
σ _{Clc,Med}	12	-255.181	199.39	167.77	-0.4
σ _{s,t}	10	-255.181	199.39	167.77	-4.3
σ _{s,c}	10	-255.181	199.39	167.77	-9.1
Sommita					
σ _{Clc,Max}	12	-241.460	146.56	93.71	-0.5
σ _{Clc,Med}	12	-241.460	146.56	93.71	-0.4
σ _{s,t}	10	-241.460	146.56	93.71	-4.9
σ _{s,c}	10	-241.460	146.56	93.71	-7.8

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
684-674	3.75	1.03	2	105.659	1.50	158.489	-374.087	-364.974	1648.539	350.919	0.000	0.45

NUCLEO 684 690 / Nodi: 685 691

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
685 691	2	2640	1073	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-6.307	-1196.19	2661.49	0.43

Sommità	5	-0.288	-986.12	1683.39	0.28
---------	---	--------	---------	---------	------

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-85.416	-11.13	-215.27	-0.4
σ _{Clc,Med}	12	-85.416	-11.13	-215.27	-0.2
σ _{s,t}	10	-85.416	-11.13	-215.27	-0.1
σ _{s,c}	10	-85.416	-11.13	-215.27	-6.2
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-75.315	45.72	-39.69	-0.2
σ _{Clc,Med}	12	-75.315	45.72	-39.69	-0.2
σ _{s,t}	10	-75.315	45.72	-39.69	-1.9
σ _{s,c}	10	-75.315	45.72	-39.69	-3.7

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
685-691	2.64	1.07	3	39.718	1.50	59.577	-0.288	98.612	1157.579	378.393	0.000	0.16

NUCLEO 685 691 / Nodi: 686 692

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
686 692	2	2640	1073	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	9inv.	-6.037	1192.31	2661.19	0.43	
Sommità	3	-0.018	-982.04	-1683.39	0.28	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Clc,Max}	12	-85.018	-13.92	215.87	-0.4
σ _{Clc,Med}	12	-85.018	-13.92	215.87	-0.2
σ _{s,t}	10	-85.018	-13.92	215.87	-0.1
σ _{s,c}	10	-85.018	-13.92	215.87	-6.2
Sommità					
σ _{Clc,Max}	12	-74.916	42.15	40.27	-0.2
σ _{Clc,Med}	12	-74.916	42.15	40.27	-0.2
σ _{s,t}	10	-74.916	42.15	40.27	-1.9
σ _{s,c}	10	-74.916	42.15	40.27	-3.6

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
686-692	2.64	1.07	5	39.602	1.50	59.403	-0.008	98.198	1157.579	378.120	0.000	0.16

NUCLEO 702 696 / Nodi: 703 697

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
703 697	2	2640	1073	1400	2x ø 24 150' + Sx: ø 20 100' + Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'
Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr	
Base	5inv.	-5.860	-1193.81	2661.76	0.43	
Sommità	5	0.164	-983.77	1683.75	0.28	

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					

$\sigma_{Clk,Max}$	12	-84.957	13.29	-215.88	-0.4
$\sigma_{Clk,Med}$	12	-84.957	13.29	-215.88	-0.2
$\sigma_{s,t}$	10	-84.957	13.29	-215.88	-0.1
$\sigma_{s,c}$	10	-84.957	13.29	-215.88	-6.2
Sommità					
$\sigma_{Clk,Max}$	12	-74.855	-43.23	-40.25	-0.2
$\sigma_{Clk,Med}$	12	-74.855	-43.23	-40.25	-0.2
$\sigma_{s,t}$	10	-74.855	-43.23	-40.25	-1.9
$\sigma_{s,c}$	10	-74.855	-43.23	-40.25	-3.7

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
703-697	2.64	1.07	5	39.689	1.50	59.533	0.164	-98.377	1157.579	378.055	0.000	0.16

NUCLEO 703 697 / Nodi: 704 698

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
704 698	2	2640	1073	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 20 100' + Dx: \varnothing 20 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	5inv.	-6.029	-1192.02	2660.97	0.43
Sommità	3	-0.023	-981.88	-1683.27	0.28

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Clk,Max}$	12	-85.010	13.91	215.82	-0.4
$\sigma_{Clk,Med}$	12	-85.010	13.91	215.82	-0.2
$\sigma_{s,t}$	10	-85.010	13.91	215.82	-0.1
$\sigma_{s,c}$	10	-85.010	13.91	215.82	-6.2
Sommità					
$\sigma_{Clk,Max}$	12	-74.909	-42.18	40.26	-0.2
$\sigma_{Clk,Med}$	12	-74.909	-42.18	40.26	-0.2
$\sigma_{s,t}$	10	-74.909	-42.18	40.26	-1.9
$\sigma_{s,c}$	10	-74.909	-42.18	40.26	-3.6

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
704-698	2.64	1.07	7	39.597	1.50	59.395	0.097	97.514	1157.579	376.889	0.000	0.16

NUCLEO 635 630 / Nodi: 705 715

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
705 715	3	3915	1037	1400	2x \varnothing 24 150' + Sx: \varnothing 20 100' + Dx: \varnothing 20 100'	2x \varnothing 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-131.238	-2800.51	-3057.60	0.28
Sommità	5	-133.073	-2159.44	1977.43	0.16

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
$\sigma_{Clk,Max}$	12	-241.560	-348.16	-93.98	-0.6
$\sigma_{Clk,Med}$	12	-241.560	-348.16	-93.98	-0.4
$\sigma_{s,t}$	10	-241.560	-348.16	-93.98	-3.9
$\sigma_{s,c}$	10	-241.560	-348.16	-93.98	-8.2
Sommità					

$\sigma_{Cl,Max}$	12	-227.242	-295.38	-20.00	-0.5
$\sigma_{Cl,Med}$	12	-227.242	-295.38	-20.00	-0.4
$\sigma_{s,t}$	10	-227.242	-295.38	-20.00	-4.5
$\sigma_{s,c}$	10	-227.242	-295.38	-20.00	-7.0

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
705-715	3.91	1.03	3	102.101	1.50	153.151	-133.070	215.941	1723.050	538.008	0.000	0.28

NUCLEO 706 716 / Nodi: 706 716

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
706 716	3	3915	1037	1400	2x ϕ 24 150' + Sx: ϕ 20 100' + Dx: ϕ 20 100'	2x ϕ 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-131.296	2797.72	-3057.25	0.28
Sommità	3	-133.127	-2157.77	-1977.24	0.16

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-241.566	-348.27	94.00	-0.6
σ _{Cl,Med}	12	-241.566	-348.27	94.00	-0.4
σ _{s,t}	10	-241.566	-348.27	94.00	-3.9
σ _{s,c}	10	-241.566	-348.27	94.00	-8.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-227.248	-295.48	20.00	-0.5
σ _{Cl,Med}	12	-227.248	-295.48	20.00	-0.4
σ _{s,t}	10	-227.248	-295.48	20.00	-4.5
σ _{s,c}	10	-227.248	-295.48	20.00	-7.0

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V_{dc} [Ton]	α	V_{Ed} [Ton]	N_{Ed} [Ton]	M_{Ed} [kNm]	V_{Rcd} [Ton]	V_{Rds} [Ton]	$V_{Rds,scorrimento}$ [Ton]	S/R
706-716	3.91	1.03	5	102.048	1.50	153.072	-133.117	215.768	1723.050	537.947	0.000	0.28

NUCLEO 621 626 / Nodi: 727 717

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
727 717	3	3915	1037	1400	2x ϕ 24 150' + Sx: ϕ 20 100' + Dx: ϕ 20 100'	2x ϕ 12 150'

Sezione	Comb.	N_{Ed} [Ton]	M_{12} [kNm]	M_{13} [kNm]	Sd/Sr
Base	7inv.	-131.213	2798.41	-3057.52	0.28
Sommità	3	-133.051	-2158.41	-1977.39	0.16

S.L.E.	Combinazione	N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base					
σ _{Cl,Max}	12	-241.543	348.21	-94.05	-0.6
σ _{Cl,Med}	12	-241.543	348.21	-94.05	-0.4
σ _{s,t}	10	-241.543	348.21	-94.05	-3.9
σ _{s,c}	10	-241.543	348.21	-94.05	-8.2
Sommita					
σ _{Cl,Max}	12	-227.225	295.21	-20.02	-0.5
σ _{Cl,Med}	12	-227.225	295.21	-20.02	-0.4
σ _{s,t}	10	-227.225	295.21	-20.02	-4.5
σ _{s,c}	10	-227.225	295.21	-20.02	-7.0

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
727-717	3.91	1.03	9	102.124	1.50	153.186	-133.048	215.801	1723.050	537.798	0.000	0.28

NUCLEO 728 718 / Nodi: 728 718

Armature Nucleo

Nodi	Sezione Numero	B [mm]	H [mm]	Spessore [mm]	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale
728 718	3	3915	1037	1400	2x ø 24 150'+ Sx: ø 20 100'+ Dx: ø 20 100'	2x ø 12 150'

Sezione	Comb.	N _{Ed} [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	Sd/Sr
Base	3inv.	-131.219	-2799.03	-3056.98	0.28
Sommità	3	-133.034	-2159.16	-1976.92	0.16

S.L.E.	Combinazione		N [Ton]	M ₁₂ [kNm]	M ₁₃ [kNm]	σ [MPa]
Base						
σ _{Clc,Max}	12	-241.460	349.38	93.72	-0.6	
σ _{Clc,Med}	12	-241.460	349.38	93.72	-0.4	
σ _{s,t}	10	-241.460	349.38	93.72	-3.9	
σ _{s,c}	10	-241.460	349.38	93.72	-8.2	
Sommita						
σ _{Clc,Max}	12	-227.143	296.69	19.66	-0.5	
σ _{Clc,Med}	12	-227.143	296.69	19.66	-0.4	
σ _{s,t}	10	-227.143	296.69	19.66	-4.5	
σ _{s,c}	10	-227.143	296.69	19.66	-7.0	

Verifiche a taglio dei diaframmi

Diaframma	B [m]	H [m]	Comb. critica	V _{dc} [Ton]	α	V _{Ed} [Ton]	N _{Ed} [Ton]	M _{Ed} [kNm]	V _{Rcd} [Ton]	V _{Rds} [Ton]	V _{Rds,scorrimento} [Ton]	S/R
728-718	3.91	1.03	9	102.033	1.50	153.049	-133.026	215.909	1723.050	538.123	0.000	0.28

Sezioni Impiegate:

Sez. Num.	Info	Dimensioni	Criterio	Calcestruzzo	Y _m	F.C.	f _{ck} [MPa]	f _{cd} [MPa]	σ _{f,AGE} [MPa]	σ _{f,FREQ} [MPa]	σ _{cp} [MPa]	Acciaio	Y _m	F.C.	f _{yk} [MPa]	f _{yd} [MPa]	σ _{f,AGE} [MPa]	σ _{f,FREQ} [MPa]	σ _{cp} [MPa]	Copr. [mm]	Verifica	cotg θ
1	Rett. 140x100	B 1400 [mm] H 1000 [mm]	Verpil	C25/30	1.50	1.00	25.0	14.2	15.0	25.0	11.3	B 450 C	1.15	1.00	450.0	391.3	360.0	450.0	450.0	30.0	Devia	2.00

Verifiche Pilastri:

Sezione
Numero

Info

1	Rett. 140x100 Rett. 140x100 B 1400 [mm] H 1000 [mm]
---	---

Sezione
Numero

Info

1	Rett. 140x100 Rett. 140x100 Rett. 140x100 B 1400 [mm] H 1000 [mm]
---	---

N.B. Nella formula (7.4.28) del punto 7.4.6.2.2. TU2018 nel calcolo di A_{st} è stata inclusa l'area totale delle staffe in entrambe le direzioni. N.B. Nella determinazione della percentuale di armatura minima viene inoltre impiegata la formula 5.15 pr(8) del capitolo 5.4.3.2.2 Detailing of primary seismic columns for local ductility dell'EC8 2005. La formula (7.4.28) del punto 7.4.6.2.2. TU2018 in "CDB" viene applicata alle sole regioni critiche terminali. Fattore di sovraresistenza γ_{R,d} (Nuovi)=1.10 γ_{R,d} (Esistenti)=0.00 La verifica a presso-flessione è

condotta considerando separatamente l'interazione dei momenti resistenti delle travi $(N, M_x, M_y) +$
 (N, M_x, M_y, α_y)

Pilastro: 513/783 / L 6.35[m] / Sezione 1 B 1400 [mm]H 1000 [mm]

Af: 34 ø 22 Af=12925 [mm²] < 1f22 x 4 V + 5f22 x 2 B + 10f22 x 2 H >

Staffe: ø 12 3br./250.0 x 6350.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α ₁₂	α ₁₃	Sd/Sr
513	5	-313.23	266.90	2637.62	1.00	1.00	0.80
559	5	-276.19	176.06	2224.18	1.00	1.00	0.67
559	5	-276.17	176.06	2224.18	1.00	1.00	0.67
603	5	-239.13	86.51	1813.73	1.00	1.00	0.54
603	5	-239.15	86.51	1813.73	1.00	1.00	0.54
647	5	-202.10	-0.45	1407.83	1.00	1.00	0.41
647	5	-202.15	-0.45	1407.83	1.00	1.00	0.41
691	5	-165.11	-86.62	1008.53	1.00	1.00	0.30
691	5	-165.19	-86.62	1008.53	1.00	1.00	0.30
735	8	450.72	-408.15	-63.88	1.00	1.00	0.28
735	8	450.80	-408.15	-63.88	1.00	1.00	0.28
783	8	487.84	-605.99	-54.85	1.00	1.00	0.38

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	cotg(θ) ₁₂	V _{d12} [kN]	V _{Rd12} [kN]	S/R ₁₂ [kN]	cotg(θ) ₁₃	V _{d13} [kN]	V _{Rd13} [kN]	S/R ₁₃ [kN]	Staffe
0.00	6.35	2.00	226.08	873.23	0.26	2.00	401.97	1238.61	0.32	ø 12 3br./250.0

Pilastro: 514/784 / L 6.35[m] / Sezione 1 B 1400 [mm]H 1000 [mm]

Af: 34 ø 22 Af=12925 [mm²] < 1f22 x 4 V + 5f22 x 2 B + 10f22 x 2 H >

Staffe: ø 12 3br./250.0 x 6350.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α ₁₂	α ₁₃	Sd/Sr
514	3	-272.30	273.01	-2654.06	1.00	1.00	0.81
560	3	-235.26	183.95	-2238.68	1.00	1.00	0.68
560	3	-235.20	183.95	-2238.68	1.00	1.00	0.68
604	3	-198.16	91.42	-1826.55	1.00	1.00	0.55
604	3	-198.14	91.42	-1826.55	1.00	1.00	0.55
648	3	-161.10	3.78	-1419.05	1.00	1.00	0.42
648	3	-161.11	3.78	-1419.05	1.00	1.00	0.42
692	3	-124.07	-84.94	-1018.02	1.00	1.00	0.31

692	3	-124.12	-84.94	-1018.02	1.00	1.00	0.31
736	8	367.61	-388.80	-244.37	1.00	1.00	0.26
736	8	367.47	-388.80	-244.37	1.00	1.00	0.26
784	8	404.51	-575.12	-77.27	1.00	1.00	0.35

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kN]	V_{Rd12} [kN]	S/R_{12} [kN]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kN]	V_{Rd13} [kN]	S/R_{13} [kN]	Staffe
0.00	6.35	2.00	214.10	873.23	0.25	2.00	403.14	1238.61	0.33	ø 12 3br./250.0

Pilastro: 515/785 / L 6.35[m] / Sezione 1 B 1400 [mm]H 1000 [mm]

Af: 34 ø 22 Af=12925 [mm²] < 1f22 x 4 V + 5f22 x 2 B + 10f22 x 2 H >

Staffe: ø 12 3br./250.0 x 6350.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M_{12}	M_{13}	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
515	4	-312.49	266.77	-2636.95	1.00	1.00	0.80
561	4	-275.45	176.00	-2224.00	1.00	1.00	0.67
561	4	-275.42	176.00	-2224.00	1.00	1.00	0.67
605	4	-238.38	86.51	-1813.89	1.00	1.00	0.54
605	4	-238.39	86.51	-1813.89	1.00	1.00	0.54
649	4	-201.35	-0.45	-1408.18	1.00	1.00	0.41
649	4	-201.38	-0.45	-1408.18	1.00	1.00	0.41
693	4	-164.34	-86.29	-1008.90	1.00	1.00	0.30
693	4	-164.42	-86.29	-1008.90	1.00	1.00	0.30
737	6	449.63	-407.76	63.01	1.00	1.00	0.28
737	6	449.73	-407.76	63.01	1.00	1.00	0.28
785	6	486.77	-605.31	54.69	1.00	1.00	0.38

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kN]	V_{Rd12} [kN]	S/R_{12} [kN]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kN]	V_{Rd13} [kN]	S/R_{13} [kN]	Staffe
0.00	6.35	2.00	225.83	873.23	0.26	2.00	402.31	1238.61	0.32	ø 12 3br./250.0

Pilastro: 516/786 / L 6.35[m] / Sezione 1 B 1400 [mm]H 1000 [mm]

Af: 34 ø 22 Af=12925 [mm²] < 1f22 x 4 V + 5f22 x 2 B + 10f22 x 2 H >

Staffe: ø 12 3br./250.0 x 6350.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M_{12}	M_{13}	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
516	2	-275.17	275.04	2661.01	1.00	1.00	0.81
562	2	-238.13	182.52	2244.40	1.00	1.00	0.68

562	2	-238.06	182.52	2244.40	1.00	1.00	0.68
606	2	-201.02	92.20	1831.01	1.00	1.00	0.55
606	2	-200.99	92.20	1831.01	1.00	1.00	0.55
650	2	-163.95	3.01	1422.24	1.00	1.00	0.42
650	2	-163.96	3.01	1422.24	1.00	1.00	0.42
694	2	-126.91	-86.47	1019.92	1.00	1.00	0.31
694	2	-126.95	-86.47	1019.92	1.00	1.00	0.31
738	6	385.90	-393.41	244.71	1.00	1.00	0.27
738	6	385.78	-393.41	244.71	1.00	1.00	0.27
786	6	422.82	-582.83	76.85	1.00	1.00	0.36

Verifiche a Taglio

Da	A	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12}	V_{Rd12}	S/R_{12}	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13}	V_{Rd13}	S/R_{13}	Staffe
[m]	[m]		[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	
0.00	6.35	2.00	217.05	873.23	0.25	2.00	404.41	1238.61	0.33	ø 12 3br./250.0

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PLINTI

Modalità di verifica

Gli elementi lastra/piastra possono essere distinti in due categorie in funzione dello stato di sollecitazione:

- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione semplice (flessione o tensionale a membrana);
- elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto (flessionale e tensionale a membrana).

Le verifiche per stato di sollecitazione semplice sono svolte proiettando le armature lungo le direzioni principali e effettuando la verifica a flessione retta/membrana lungo tali direzioni.

Per gli elementi soggetti ad uno stato di sollecitazione misto, le direzioni principali variano, lungo lo sviluppo z dell'elemento, in modo continuo. Il codice di verifica procede a:

- suddivisione dell'elemento in strati di 1 cm di spessore;
- valutazione, per ogni strato, del corrispondente stato di deformazione e tensione membranale;
- ricostruzione, per sovrapposizione dei vari strati membranali, del comportamento globale dell'elemento soggetto allo stato misto di presso-flessione.

L'Utente può definire delle sezioni trasversali, per le quali le sollecitazioni sono valutate mediando integrazione sulla lunghezza della sezione

Nella determinazione della matrice di rigidezza degli strati di cls, si assume:

Metodo S.L.U.: il metodo impiegato è quello noto come MCFT acronimo di "Modified Compression Field Method", sviluppato presso l'Università di Toronto da Collins e Del Vecchio a partire dagli anni '80. Il metodo, nella forma implementata, assume per la curva monoassiale tensione-deformazioni del cls quanto previsto dall'EC2;

La verifica a punzonamento può essere condotta considerando o non considerando autoequilibrate le tensioni nel terreno sotto il cono di punzonamento. L'angolo di diffusione è fissato dall'utente.

I copriferri indicati sono da intendersi riferiti al centro delle barre resistenti.

Impostazioni di verifica

Curva σ/ϵ Calcestruzzo

- secondo Hognestad

Modellazione softening (trazione/compressione)

- $f_{c,d,soft} = f_{c,d} \cdot 0.9 / \sqrt{1+400 \epsilon_t}$ / Hognestad

Modellazione compressione biassiale

- $f_{c,d,biaxial} = f_{c,d} \cdot (1 + 3.8 \alpha) / (1.0 + \alpha)^2$ / $\alpha = e_{c1}/e_{c2}$ (EC2 Ponti 6.110)

Elementi più sollecitati per tipologia di sezione

Proprietà dei materiali

Acciaio B 450 C

- f_{yd} 391.3 [MPa]
- ϵ_{ud} 10.00 ‰
- ϵ_{yd} 1.86 ‰

Calcestruzzo C25/30

- f_{cd} 14.2 [MPa]

- ε_{c2} -2.00 ‰
- ε_{cu} -3.50 ‰
- f_{ctd} 1.2 [MPa]
- ε_{ctd} 0.08 ‰
- E_{cm} 14170.0 [MPa]

Area, Volume, incidenze plinto H=250 cm

Superficie 39.8 [m²]

Volume 99.5 [m³]

Peso totale armature 49.28 [kN]

Incidenza armature per unità di superficie 1238.2 [N/m²]

Incidenza armature per unità di volume 495.3 [N/m³]

Area, Volume, incidenze plinto H=100 cm

Superficie 8.1 [m²]

Volume 8.1 [m³]

Peso totale armature 7.15 [kN]

Incidenza armature per unità di superficie 882.5 [N/m²]

Incidenza armature per unità di volume 882.5 [N/m³]

pila1 250

Verifiche SLU *Flessione* elemento nodi 250 265

Sezione H=2500.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
5236	606.0	5959	657.4	1047	30.0	3540	30.0

Azioni di verifica combinazione 5 (0.49 2.20 [m])

M_{xx}	300945.55	[Nm/m]	M_{11}	-2280083.13	[Nm/m]
M_y	2166858.13	[Nm/m]	M_{22}	-187720.41	[Nm/m]
M_{xy}	473379.49	[Nm/m]	α	0.235	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ε_x ‰	ε_y ‰	ε_{min} ‰	ε_{max} ‰	θ [rad]
0.55	Estradosso	6.366	67.000	74.641	-0.164	1.269
	Intradosso	-0.342	-2.420	0.061	-3.348	0.372

pila1-1 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 236 249

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 5 (1.36 0.85 [m])

M_{xx}	361182.62	[Nm/m]	M_{11}	98180.51	[Nm/m]
M_y	-10703.13	[Nm/m]	M_{22}	-448659.96	[Nm/m]
M_{xy}	200459.16	[Nm/m]	α	-0.411	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.60	Estradosso	19.876	1.547	24.421	-1.766	0.366
	Intradosso	-0.340	0.786	2.714	-3.500	-0.972

pila1-2 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 429 447

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 4 (0.26 0.85 [m])

M_{xx}	360192.77	[Nm/m]	M_{11}	97973.86	[Nm/m]
M_y	-10870.22	[Nm/m]	M_{22}	-447296.41	[Nm/m]
M_{xy}	-199769.82	[Nm/m]	α	0.411	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.60	Estradosso	19.889	1.546	24.434	-1.766	-0.366
	Intradosso	-0.341	0.786	2.713	-3.500	0.972

pila2 250

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 315 323

Sezione H=2500.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
5236	606.0	5959	657.4	1047	30.0	3540	30.0

Azioni di verifica combinazione 8 (2.36 2.20 [m])

M_{xx}	-1396882.19	[Nm/m]	M_{11}	-113550.21	[Nm/m]
M_y	-124742.80	[Nm/m]	M_{22}	1635175.31	[Nm/m]
M_{xy}	599937.89	[Nm/m]	α	0.378	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.68	Estradosso	-1.980	-0.331	0.068	-3.500	1.177
	Intradosso	66.222	8.283	75.276	-0.242	-0.344

pila2-1 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 234 262

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 3 (1.36 4.15 [m])

M_{xx}	366063.95	[Nm/m]	M_{11}	94277.50	[Nm/m]
M_y	-9265.25	[Nm/m]	M_{22}	-451076.21	[Nm/m]
M_{xy}	-197824.84	[Nm/m]	α	0.406	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.60	Estradosso	20.388	1.551	24.943	-1.740	-0.361
	Intradosso	-0.363	0.770	2.642	-3.500	0.978

pila2-2 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 442 461

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 2 (0.26 4.15 [m])

M_{xx}	362245.04	[Nm/m]	M_{11}	94908.31	[Nm/m]
M_y	-7000.38	[Nm/m]	M_{22}	-450152.97	[Nm/m]
M_{xy}	200467.97	[Nm/m]	α	-0.413	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.60	Estradosso	19.947	1.557	24.501	-1.759	0.366
	Intradosso	-0.344	0.777	2.695	-3.500	-0.973

spalla1 250

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 121 112

Sezione H=2500.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
5236	606.0	5959	657.4	1047	30.0	3540	30.0

Azioni di verifica combinazione 9 (6.35 1.75 [m])

M_{xx}	1296547.19	[Nm/m]	M_{11}	-1604812.66	[Nm/m]
M_y	555361.21	[Nm/m]	M_{22}	-247095.68	[Nm/m]
M_{xy}	568779.14	[Nm/m]	α	-0.497	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.42	Estradosso	34.494	10.974	46.339	-0.162	0.516
	Intradosso	-2.426	-0.692	0.047	-3.500	-1.069

spalla1-1 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 27 32

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 4 (1.36 0.50 [m])

M_{xx}	265979.75	[Nm/m]	M_{11}	39253.31	[Nm/m]
M_y	-29392.89	[Nm/m]	M_{22}	-275840.18	[Nm/m]
M_{xy}	54860.97	[Nm/m]	α	-0.178	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.37	Estradosso	43.965	1.259	48.621	-0.728	0.205

	Intradosso	-0.605	0.381	0.607	-3.500	-1.307
--	------------	--------	-------	-------	--------	--------

spalla1-2 100

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 150 160

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 5 (0.26 0.50 [m])

M_{xx}	265705.80	[Nm/m]	M_{11}	39261.36	[Nm/m]
M_y	-29378.43	[Nm/m]	M_{22}	-275588.73	[Nm/m]
M_{xy}	-54899.63	[Nm/m]	α	0.178	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.37	Estradosso	43.938	1.260	48.596	-0.730	-0.205
	Intradosso	-0.605	0.382	0.610	-3.500	1.307

spalla2 250

Verifiche SLU Flessione elemento nodi 117 128

Sezione H=2500.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
5236	606.0	5959	657.4	1047	30.0	3540	30.0

Azioni di verifica combinazione 8 (6.35 3.25 [m])

M_{xx}	1270220.00	[Nm/m]	M_{11}	-239299.82	[Nm/m]
M_y	529644.65	[Nm/m]	M_{22}	-1560564.84	[Nm/m]
M_{xy}	-547103.59	[Nm/m]	α	0.488	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.41	Estradosso	34.787	10.643	46.300	-0.161	-0.507
	Intradosso	-2.446	-0.674	0.046	-3.500	1.076

spalla2-1 100

Verifiche SLU *Flessione* elemento nodi 26 39

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 2 (1.36 4.50 [m])

M_{xx}	270654.71	[Nm/m]	M_{11}	35284.41	[Nm/m]
M_y	-27199.68	[Nm/m]	M_{22}	-278739.43	[Nm/m]
M_{xy}	-49733.64	[Nm/m]	α	0.161	[rad]

Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.38	Estradosso	45.496	1.200	50.020	-0.564	-0.191
	Intradosso	-0.592	0.284	0.432	-3.500	1.343

spalla2-2 100

Verifiche SLU *Flessione* elemento nodi 157 168

Sezione H=1000.0 [mm]

Estradosso				Intradosso			
Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$	Af_x	$cf_{x,Eq}$	Af_y	$cf_{y,Eq}$
[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]	[mm ²] / m	[mm]
2094	50.0	3540	50.0	2094	50.0	3540	50.0

Azioni di verifica combinazione 3 (0.26 4.50 [m])

M_{xx}	262855.98	[Nm/m]	M_{11}	38400.35	[Nm/m]
M_y	-28615.11	[Nm/m]	M_{22}	-272641.23	[Nm/m]
M_{xy}	54294.26	[Nm/m]	α	-0.178	[rad]

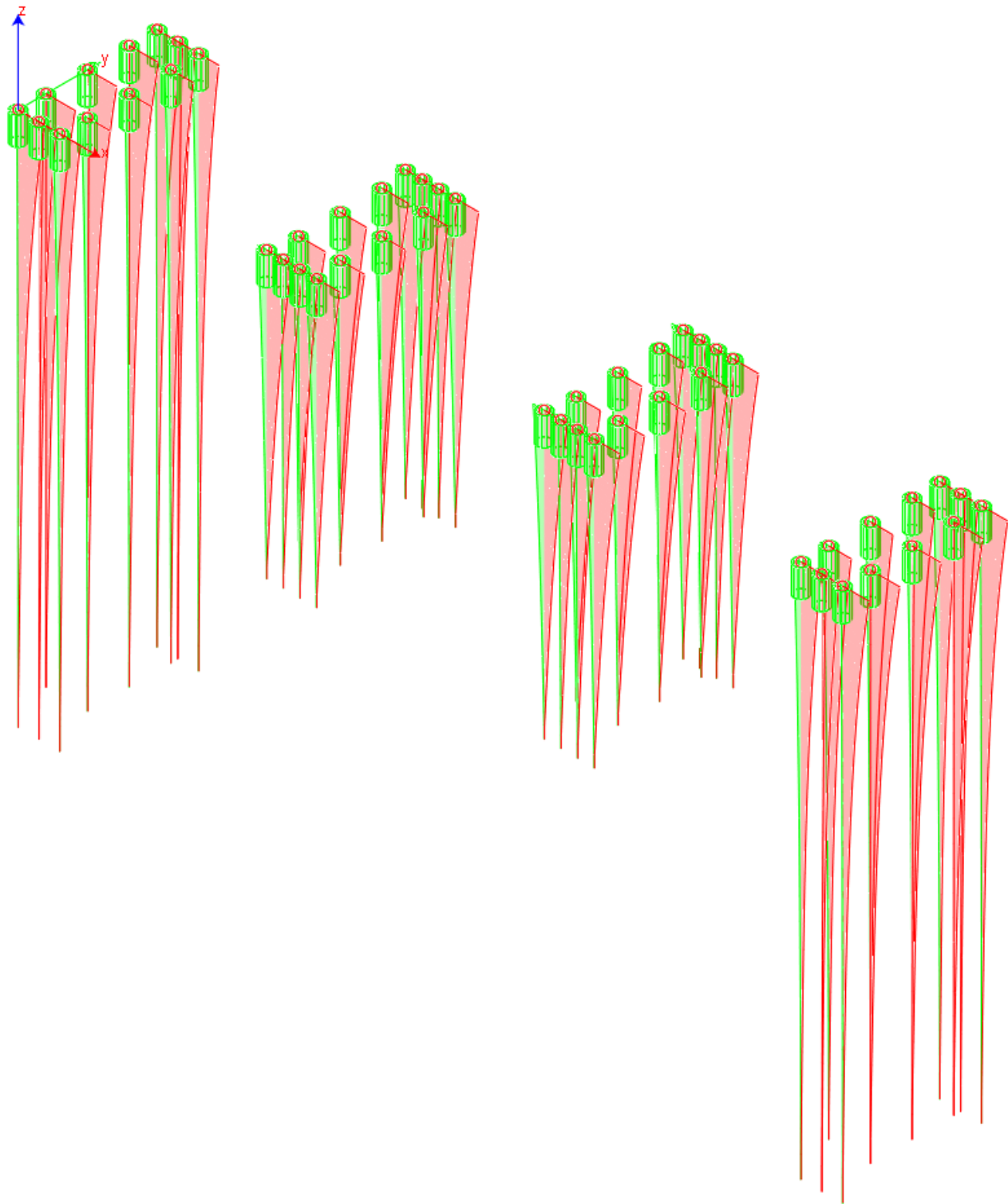
Verifiche

Cr=S/R	Posizione	Acciaio		Calcestruzzo		
		ϵ_x ‰	ϵ_y ‰	ϵ_{min} ‰	ϵ_{max} ‰	θ [rad]
0.37	Estradosso	43.951	1.262	48.610	-0.728	0.205
	Intradosso	-0.605	0.380	0.607	-3.500	-1.307

SOLLECITAZIONI E VERIFICA PALI

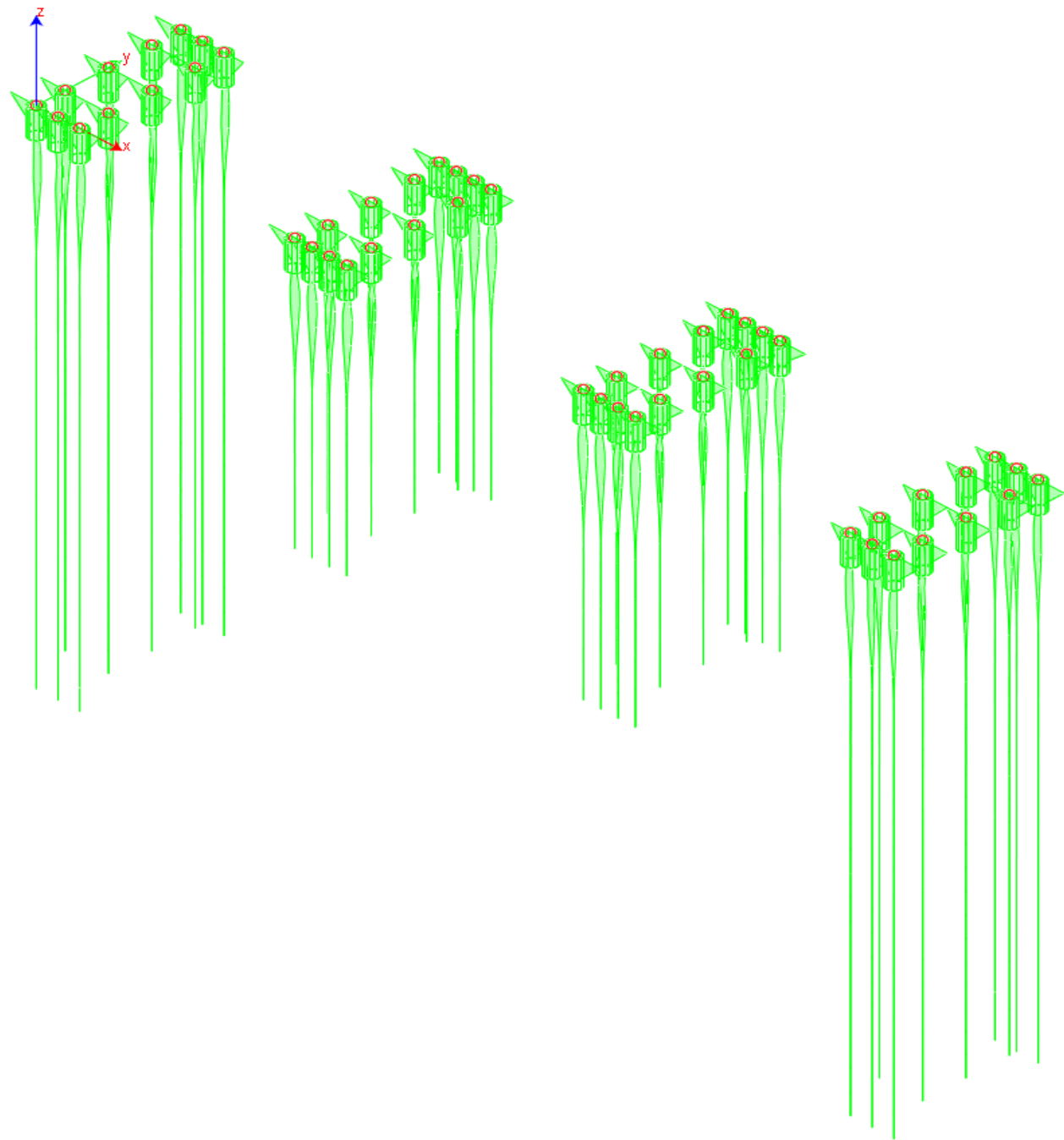
Inviluppo Sforzo Assiale

Palo Sezione	Min N [Ton]	nodo	Combinazione	Max N [Ton]	nodo	Combinazione
4	-51.514	16	2	188.850	17	3
2	-44.473	132	5	210.827	55	3
3	-79.511	473	3	183.405	479	2
1	-57.091	412	5	191.804	264	5



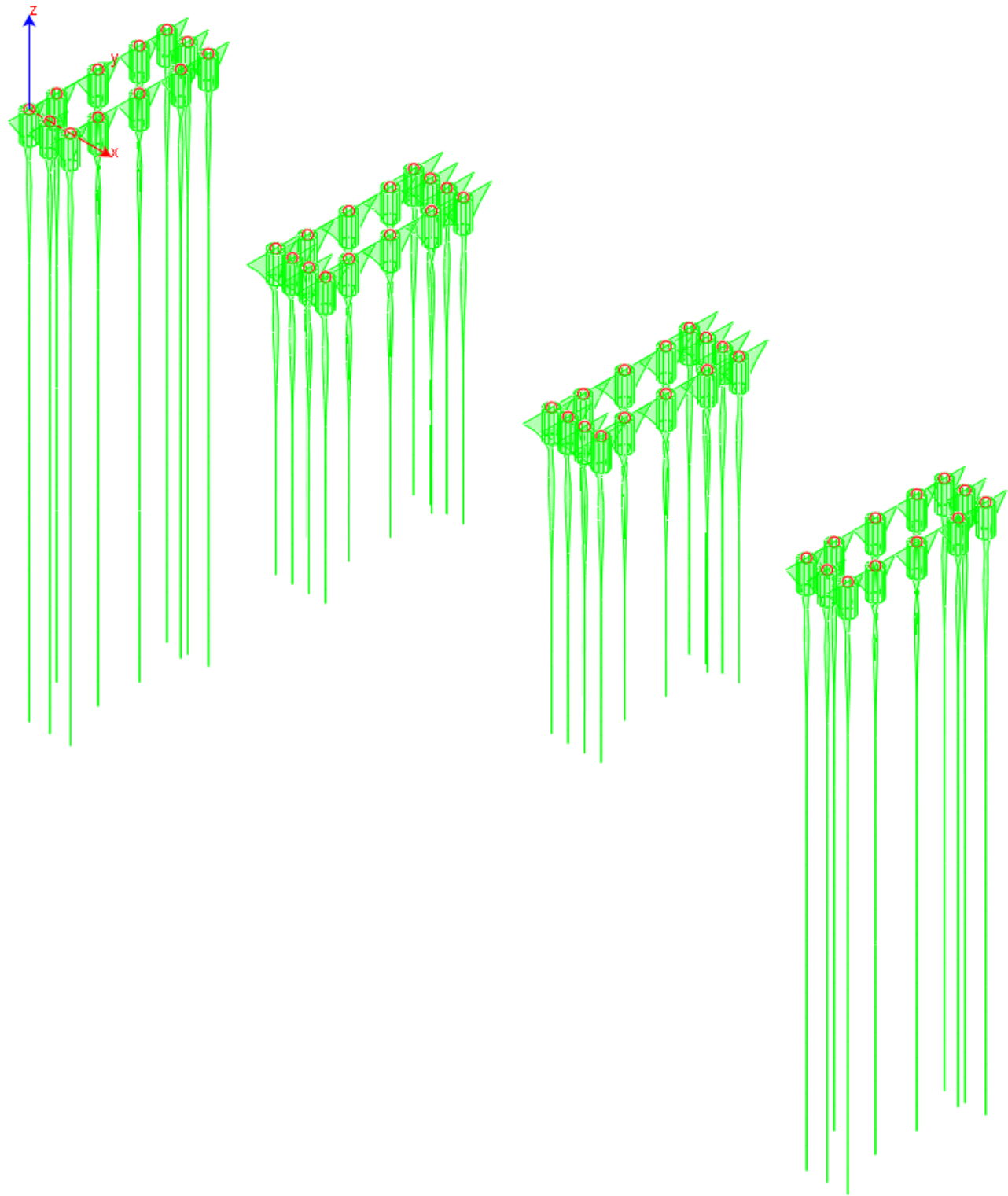
Inviluppo Taglio direzione x

Palo Sezione	Min Vx [Ton]	nodo	Combinazione	Max Vx [Ton]	nodo	Combinazione
4	-17.776	170	4	17.814	177	2
2	-16.819	130	5	16.854	135	3
3	-18.390	466	4	18.358	224	3
1	-15.990	410	4	16.013	269	3



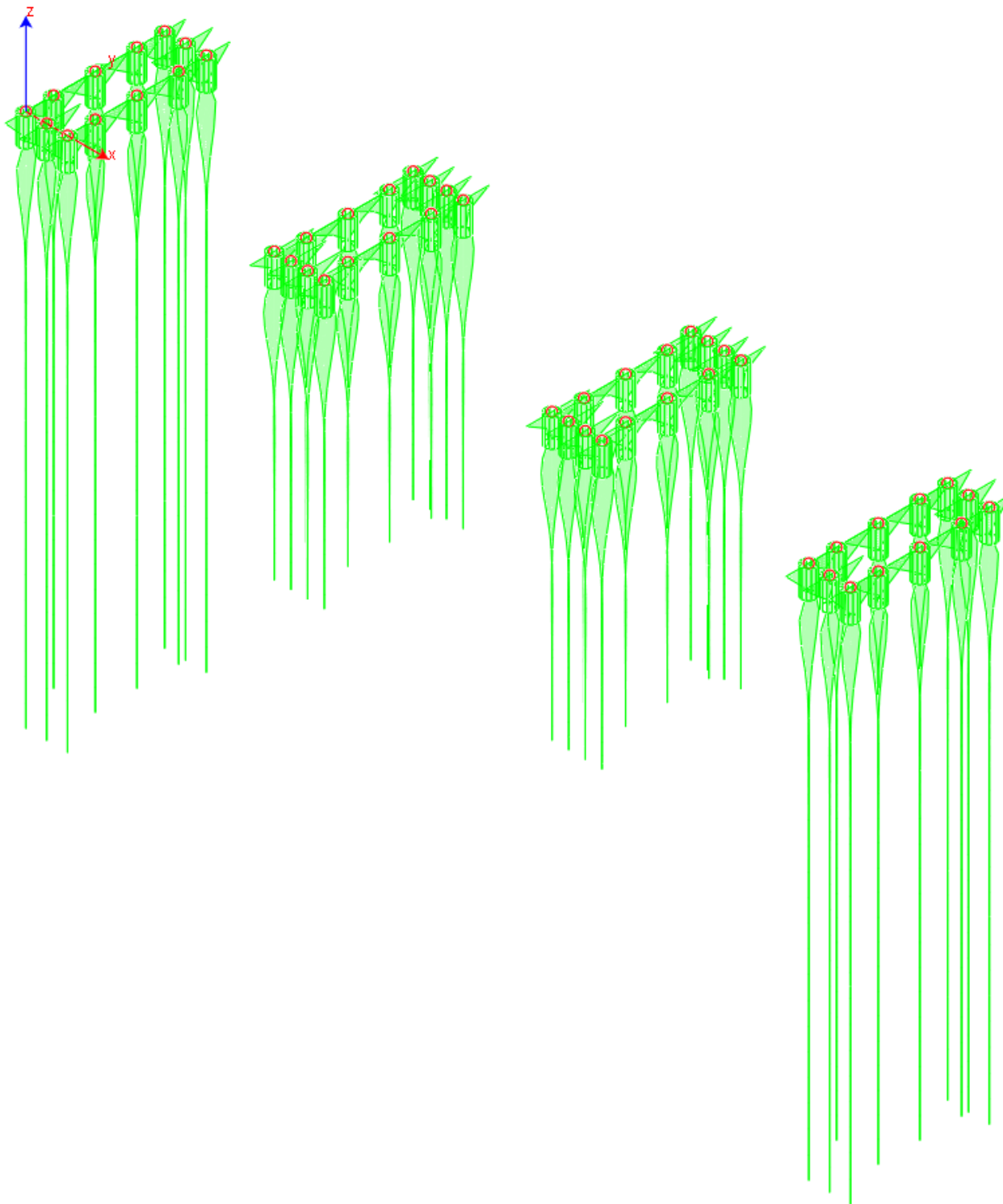
Inviluppo Taglio direzione y

Palo Sezione	Min Vy [Ton]	nodo	Combinazione	Max Vy [Ton]	nodo	Combinazione
4	-15.030	176	7	14.978	20	8
2	-16.021	133	7	15.976	53	9
3	-21.003	479	6	20.978	226	8
1	-21.479	415	6	21.372	269	8



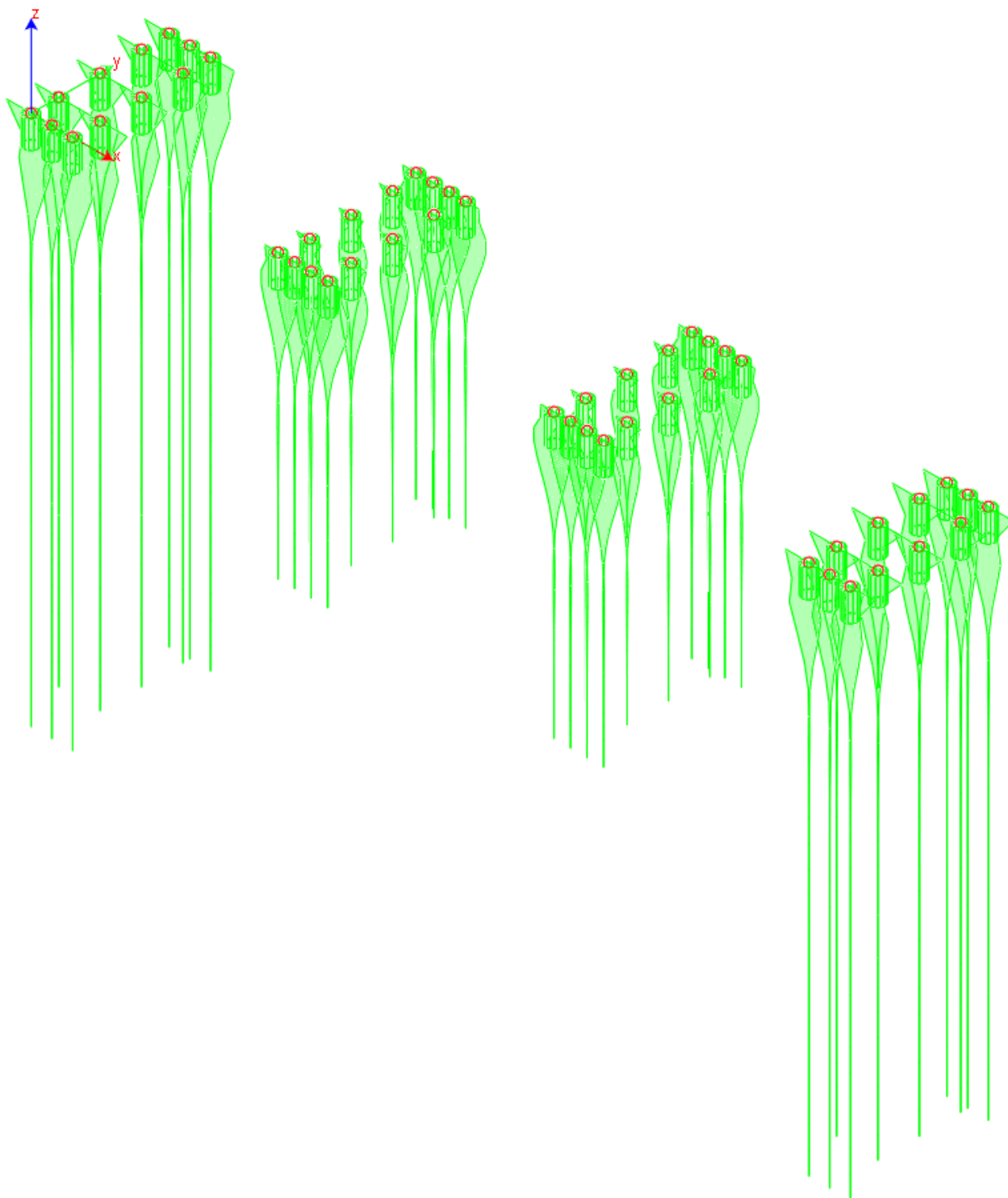
Inviluppo Momento direzione x

Palo Sezione	Min Mx [kNm]	nodo	Combinazione	Max Mx [kNm]	nodo	Combinazione
4	-245.05	12	9	245.12	170	7
2	-260.36	53	9	261.45	133	7
3	-282.55	213	9	282.70	464	7
1	-281.19	269	8	283.72	415	6



Inviluppo Momento direzione y

Palo Sezione	Min My [kNm]	nodo	Combinazione	Max My [kNm]	nodo	Combinazione
4	-212.76	20	4	211.52	171	2
2	-195.65	53	4	194.45	132	2
3	-148.85	223	3	148.86	468	4
1	-117.27	267	2	118.50	266	4



Verifica pali

Modalità di verifica

Il comportamento del palo è caratterizzato definendo il suo funzionamento per attrito laterale, resistenza di punta e rigidezza trasversale.

E' possibile tenere conto dell'efficienza del palo isolato o del gruppo di pali, sia alle azioni orizzontali che verticali.

E' possibile tenere conto della presenza di uno zoccolo rigido in sommità al palo o al gruppo di pali. Tale elemento influenza unicamente l'entità dei momenti di trasporto.

Le coordinate del centro del gruppo di pali possono essere coincidenti con il baricentro geometrico dei pali o fissate dall'utente.

La distanza minima di interferenza fra pali è misurata fra i centri ed è stabilita dall'Utente.

L'angolo di carico flessionale definisce la semi-ampiezza del cono di carico del palo nella direzione dello spostamento. Se non vi sono pali nel cono di carico a distanza inferiore alla distanza di interferenza minima il palo viene considerato isolato.

Viene condotta la verifica a presso/tensoflessione deviata dei pali in c.a. La verifica viene condotta in ciascuno dei conci in cui è diviso il fusto del palo.

Dati relativi al terreno:

Dati per il calcolo della rigidezza flessionale e assiale:

Variazione delle costanti di Winkler assiali e laterali con la profondità

z [m]	kv [N/mm³]	kh [N/mm³]
0.00	0.05	0.15
5.00	0.05	0.15
10.00	0.05	0.15
15.00	0.05	0.15
20.00	0.05	0.15
25.00	0.05	0.15
30.00	0.05	0.15
35.00	0.05	0.15
40.00	0.05	0.15

NON c'è Rigidezza per punta

Dati relativi al progetto-verifica delle armature:

pali esistenti

Calcestruzzo C25/30: f_{cd} 14.2 [MPa]

Acciaio FeB 44K : f_{yd} 373.9 [MPa]

pali nuovi

Calcestruzzo C25/30: f_{cd} 14.2 [MPa]

Acciaio B450C: f_{yd} 391.3 [MPa]

Pali esistenti

Lunghezza dei pali 37000 [mm]

Armature pali nodo 50

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	2	0.00	-4.343	52.19	236.03	0.29	10 ø 26

Armature pali nodo 52

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	16	0.00	54.406	90.65	-229.77	0.56	10 ø 26

Armature pali nodo 53

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	26	0.00	44.660	67.57	168.35	0.44	10 ø 26

Armature pali nodo 55

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	40	0.00	-1.922	60.30	-219.81	0.28	10 ø 26

Armature pali nodo 91

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	52	0.00	-209.077	96.78	-260.77	0.23	10 ø 26

Armature pali nodo 96

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	63	0.00	31.683	-91.61	189.81	0.41	10 ø 26

Armature pali nodo 98

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	76	0.00	-14.261	87.81	-212.99	0.23	10 ø 26

Armature pali nodo 130

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	87	0.00	-4.282	-52.41	236.14	0.29	10 ø 26

Armature pali nodo 132

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	101	0.00	54.448	-90.32	-229.79	0.56	10 ø 26

Armature pali nodo 133

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	111	0.00	44.805	-68.95	168.84	0.44	10 ø 26

Armature pali nodo 135

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	125	0.00	-1.532	-62.02	-218.32	0.28	10 ø 26

Verifiche a taglio

Fino a quota [m]	Ø	Passo [mm]	Palo	Combinazione	quota [m]	Vx [Ton]	Vy [Ton]	V _D [Ton]	V _R [Ton]	S _D /S _R
-1.50	8	100.0	nodo 132 - Palo 1	103	0.00	-12.327	-21.947	25.172	35.239	0.7

Pali esistenti

Lunghezza dei pali 19000 [mm]

Armature pali nodo 264

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	2	0.00	41.925	87.82	102.45	0.76	8 ø 20

Armature pali nodo 266

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	16	0.00	57.911	90.52	-90.66	0.91	8 ø 20

Armature pali nodo 267

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	26	0.00	57.330	86.68	90.77	0.90	8 ø 20

Armature pali nodo 269

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	40	0.00	39.206	85.43	-101.23	0.73	8 ø 20

Armature pali nodo 339

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	51	0.00	29.120	-99.96	106.69	0.65	8 ø 20

Armature pali nodo 343

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	64	0.00	45.567	99.34	-96.61	0.81	8 ø 20

Armature pali nodo 348

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	75	0.00	44.890	-99.31	96.71	0.80	8 ø 20

Armature pali nodo 352

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	89	0.00	26.612	-99.66	-104.02	0.62	8 ø 20

Armature pali nodo 410

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	99	0.00	41.747	-87.74	101.31	0.76	8 ø 20

Armature pali nodo 412

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	113	0.00	58.156	-89.35	-91.73	0.91	8 ø 20

Armature pali nodo 413

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	123	0.00	57.398	-90.08	91.81	0.91	8 ø 20

Armature pali nodo 415

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	137	0.00	39.431	-87.77	-101.71	0.73	8 ø 20

Verifiche a taglio

Fino a quota [m]	Ø	Passo [mm]	Palo	Combinazione	quota [m]	Vx [Ton]	Vy [Ton]	V _D [Ton]	V _R [Ton]	S _D /S _R
-1.50	8	100.0	nodo 264 - Palo 1	9	0.00	-7.824	25.763	26.925	35.239	0.8

Pali nuovi

Lunghezza dei pali 38500 [mm]

Armature pali nodo 12

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	5	0.00	-190.789	-164.97	-264.48	0.20	20 ø 26

Armature pali nodo 13

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	16	0.00	58.092	84.30	-219.39	0.28	20 ø 26

Armature pali nodo 16

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	26	0.00	51.821	62.21	165.54	0.23	20 ø 26

Armature pali nodo 17

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	39	0.00	-189.124	-162.65	208.18	0.18	20 ø 26

Armature pali nodo 19

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	57	0.00	-128.466	-328.67	-176.23	0.19	20 ø 26

Armature pali nodo 20

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	68	0.00	-124.427	-290.84	103.70	0.16	20 ø 26

Armature pali nodo 170

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	76	0.00	-190.744	165.26	-264.59	0.20	20 ø 26

Armature pali nodo 171

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	91	0.00	-128.346	328.86	-176.34	0.19	20 ø 26

Armature pali nodo 172

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	101	0.00	58.135	-84.03	-219.72	0.28	20 ø 26

Armature pali nodo 175

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	111	0.00	51.037	-65.12	164.98	0.23	20 ø 26

Armature pali nodo 176

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	126	0.00	-124.144	291.57	104.84	0.16	20 ø 26

Armature pali nodo 177

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	134	0.00	-188.522	161.09	210.13	0.18	20 ø 26

Verifiche a taglio

Fino a quota [m]	Ø	Passo [mm]	Palo	Combinazione	quota [m]	Vx [Ton]	Vy [Ton]	V _D [Ton]	V _R [Ton]	S _D /S _R
-1.50	10	100.0	nodo 170 - Palo 1	76	0.00	-24.569	-8.389	25.962	36.880	0.7

Pali nuovi

Lunghezza dei pali 20500 [mm]

Armature pali nodo 213

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	2	0.00	64.128	96.26	53.54	0.22	20 ø 26

Armature pali nodo 215

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	21	0.00	-139.710	-303.10	-117.72	0.18	20 ø 26

Armature pali nodo 216

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	31	0.00	18.837	212.32	-37.88	0.18	20 ø 26

Armature pali nodo 218

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	40	1.71	68.898	0.92	170.32	0.26	20 ø 26

Armature pali nodo 221

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	50	1.71	68.909	0.30	-169.77	0.26	20 ø 26

Armature pali nodo 223

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	66	0.00	18.978	205.43	35.85	0.17	20 ø 26

Armature pali nodo 224

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	80	0.00	-139.419	-297.73	120.38	0.17	20 ø 26

Armature pali nodo 226

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	88	0.00	61.658	92.00	-56.09	0.21	20 ø 26

Armature pali nodo 464

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	99	0.00	63.825	-95.93	54.38	0.22	20 ø 26

Armature pali nodo 466

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	115	0.00	-139.629	303.29	-116.99	0.18	20 ø 26

Armature pali nodo 468

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	129	0.00	18.751	-212.88	-37.43	0.18	20 ø 26

Armature pali nodo 470

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	137	1.71	68.985	-1.30	170.36	0.26	20 ø 26

Armature pali nodo 473

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	147	1.71	68.978	-0.01	-169.07	0.26	20 ø 26

Armature pali nodo 475

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	164	0.00	18.808	-204.97	35.46	0.17	20 ø 26

Armature pali nodo 477

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	174	0.00	-139.360	297.90	120.13	0.17	20 ø 26

Armature pali nodo 479

Palo	Comb.	Quota [m]	N [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Sd/Sr	Armature
1	185	0.00	61.911	-91.85	-55.96	0.21	20 ø 26

Verifiche a taglio

Fino a quota [m]	Ø	Passo [mm]	Palo	Combinazione	quota [m]	Vx [Ton]	Vy [Ton]	V _D [Ton]	V _R [Ton]	S _D /S _R
-1.50	10	100.0	nodo 213 - Palo 1	9	0.00	-9.986	25.363	27.258	36.880	0.7

VERIFICA PORTANZA FONDAZIONE

Si riportano di seguito le reazioni dei singoli pali e di gruppo per plinto.

Tali valori sono compatibili con quelli stimati nell calcolo, redatto dal Dott. Geol. Angelo Angeli, della portanza dei pali di fondazione sia per palo singolo che, considerando la loro interferenza, come gruppo di pali del plinto di fondazione, che in toto si sottoscrive.

PLINTO PILA 01

COMBINAZIONE 01 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
339	1	-108.736
470	1	-58.942

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	-27.656	-0.047	-1166.732	-0.48	-20.73	-0.01

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
1	-1166.732	18.53	3.98

COMBINAZIONE 2-9 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
264	5	-198.831
470	5	82.210

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
2	267.411	100.580	-900.242	966.19	-1032.55	-0.50
3	267.407	-100.435	-900.270	-965.36	-1032.96	0.40
4	-309.955	100.363	-894.703	964.63	1001.06	-0.42
5	-309.959	-100.652	-894.730	-966.93	1000.65	0.48
6	65.338	335.021	-898.271	3219.13	-320.31	-1.52
7	-107.872	334.956	-896.609	3218.66	289.77	-1.49
8	65.324	-335.028	-898.363	-3219.39	-321.67	1.48
9	-107.886	-335.093	-896.701	-3219.86	288.41	1.50

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
2	-900.242	17.71	3.86
3	-900.270	17.71	4.10
4	-894.703	19.36	3.85
5	-894.730	19.36	4.11
6	-898.271	18.28	3.56
7	-896.609	18.78	3.56
8	-898.363	18.28	4.40
9	-896.701	18.78	4.40

COMBINAZIONE 10 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
339	10	-83.643
470	10	-45.340

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

10	-21.274	-0.036	-897.486	-0.37	-15.95	-0.01
----	---------	--------	----------	-------	--------	-------

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
10	-897.486	18.53	3.98

COMBINAZIONE 11 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
339	11	-83.643
470	11	-45.340

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
11	-21.274	-0.036	-897.486	-0.37	-15.95	-0.01

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
11	-897.486	18.53	3.98

COMBINAZIONE 12 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
339	12	-83.643
470	12	-45.340

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
12	-21.274	-0.036	-897.486	-0.37	-15.95	-0.01

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
12	-897.486	18.53	3.98

COMBINAZIONI 13 – 20 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
339	15	-137.273
470	16	15.926

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
13	115.432	47.872	-898.821	458.44	-447.37	-0.24
14	115.430	-47.839	-898.834	-458.38	-447.57	0.19
15	-157.978	47.767	-896.138	457.64	415.67	-0.20
16	-157.980	-47.944	-896.152	-459.18	415.47	0.23
17	19.741	159.497	-897.867	1527.78	-145.08	-0.72
18	-62.282	159.466	-897.062	1527.54	113.84	-0.71
19	19.734	-159.538	-897.910	-1528.28	-145.73	0.70
20	-62.289	-159.569	-897.106	-1528.51	113.18	0.71

Baricentro geometrico di 14 pali 18.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
13	-898.821	18.16	3.92
14	-898.834	18.16	4.04
15	-896.138	18.90	3.92
16	-896.152	18.90	4.04
17	-897.867	18.42	3.80
18	-897.062	18.64	3.80
19	-897.910	18.42	4.16
20	-897.106	18.64	4.16

PLINTO PILA 02

COMBINAZIONE 1 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
352	1	-108.165
221	1	-58.844

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	27.586	0.062	-1166.533	0.42	21.40	0.07

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
1	-1166.533	38.46	3.98

COMBINAZIONI 2-9 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
269	3	-198.167
473	3	82.600

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
2	309.440	101.251	-894.744	968.26	-994.49	2.52
3	309.421	-101.035	-894.778	-966.58	-994.42	0.05
4	-266.981	101.131	-899.888	967.22	1027.34	0.05
5	-267.000	-101.156	-899.922	-967.61	1027.41	-2.42
6	107.714	337.210	-896.505	3225.20	-286.93	4.54
7	-65.212	337.174	-898.048	3224.89	319.62	3.80
8	107.652	-337.078	-896.618	-3224.24	-286.70	-3.69
9	-65.274	-337.114	-898.161	-3224.56	319.85	-4.44

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
2	-894.744	37.63	3.85
3	-894.778	37.63	4.11
4	-899.888	39.28	3.85
5	-899.922	39.28	4.10
6	-896.505	38.21	3.56
7	-898.048	38.71	3.56
8	-896.618	38.21	4.40
9	-898.161	38.71	4.40

COMBINAZIONE 10 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
352	10	-83.204
221	10	-45.265

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
10	21.220	0.048	-897.333	0.32	16.46	0.05

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
10	-897.333	38.46	3.98

COMBINAZIONE 11 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
352	11	-83.204
221	11	-45.265

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
11	21.220	0.048	-897.333	0.32	16.46	0.05

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
11	-897.333	38.46	3.98

COMBINAZIONE 12 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
352	12	-83.204
221	12	-45.265

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
12	21.220	0.048	-897.333	0.32	16.46	0.05

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
12	-897.333	38.46	3.98

COMBINAZIONI 13-20 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
352	13	-136.295
473	14	16.115

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
13	157.701	48.236	-896.078	459.73	-411.93	0.70
14	157.692	-48.082	-896.094	-458.59	-411.89	-0.47
15	-115.252	48.178	-898.572	459.23	444.81	0.58
16	-115.261	-48.140	-898.588	-459.09	444.85	-0.60
17	62.178	160.586	-896.932	1530.93	-112.11	2.02
18	-19.708	160.568	-897.680	1530.79	144.92	1.99
19	62.148	-160.473	-896.986	-1530.14	-111.99	-1.88
20	-19.738	-160.490	-897.734	-1530.29	145.03	-1.92

Baricentro geometrico di 14 pali 38.49 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
13	-896.078	38.09	3.92
14	-896.094	38.09	4.04
15	-898.572	38.83	3.92
16	-898.588	38.83	4.03
17	-896.932	38.35	3.80
18	-897.680	38.57	3.80
19	-896.986	38.35	4.16
20	-897.734	38.57	4.16

PLINTO SPALLA 01

COMBINAZIONE 1 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
91	1	-154.899
172	1	-65.666

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	-67.571	0.003	-1297.496	0.56	-121.65	0.01

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
1	-1297.496	0.39	3.98

COMBINAZIONI 2-9 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
50	5	-224.366
172	5	54.116

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
2	254.744	79.097	-989.727	787.17	-2083.46	-0.31
3	254.743	-79.337	-989.771	-788.80	-2083.38	0.31
4	-358.698	79.341	-1006.434	789.67	1896.22	-0.30
5	-358.699	-79.093	-1006.477	-786.30	1896.30	0.32
6	40.041	264.022	-995.589	2626.67	-690.66	-1.03
7	-143.992	264.095	-1000.601	2627.42	503.24	-1.02
8	40.037	-264.091	-995.735	-2626.56	-690.40	1.04
9	-143.996	-264.018	-1000.747	-2625.81	503.50	1.04

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
2	-989.727	-1.06	3.65
3	-989.771	-1.06	4.31
4	-1006.434	1.82	3.65
5	-1006.477	1.82	4.30
6	-995.589	-0.04	2.88
7	-1000.601	0.83	2.89
8	-995.735	-0.04	5.08
9	-1000.747	0.83	5.07

COMBINAZIONE 10 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
91	10	-119.153
172	10	-50.512

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
10	-51.977	0.002	-998.074	0.43	-93.58	0.01

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
10	-998.074	0.39	3.98

COMBINAZIONE 11 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
91	11	-119.153
172	11	-50.512

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
11	-51.977	0.002	-998.074	0.43	-93.58	0.01

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
11	-998.074	0.39	3.98

COMBINAZIONE 12 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
91	12	-119.153
172	12	-50.512

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
12	-51.977	0.002	-998.074	0.43	-93.58	0.01

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
12	-998.074	0.39	3.98

COMBINAZIONI 13-20 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
91	16	-169.185
172	16	-0.286

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
13	89.779	36.621	-994.022	361.09	-964.55	-0.15
14	89.756	-36.728	-994.068	-361.37	-964.48	0.15
15	-193.711	36.732	-1002.080	362.23	777.32	-0.14
16	-193.734	-36.617	-1002.126	-360.23	777.39	0.16
17	-9.416	122.234	-996.790	1204.36	-354.96	-0.50
18	-94.463	122.268	-999.207	1204.70	167.60	-0.49
19	-9.491	-122.264	-996.941	-1203.84	-354.76	0.51
20	-94.538	-122.230	-999.358	-1203.50	167.80	0.51

Baricentro geometrico di 12 pali 0.30 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
13	-994.022	-0.24	3.83
14	-994.068	-0.24	4.12
15	-1002.080	1.03	3.83
16	-1002.126	1.03	4.12
17	-996.790	0.20	3.50
18	-999.207	0.58	3.50
19	-996.941	0.20	4.46
20	-999.358	0.58	4.46

SPALLA 02

COMBINAZIONE 1 Rz Min/Max

Pali di fondazione			Comb	Rz [Ton]		
98			1	-154.908		
16			1	-65.188		
Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
1	67.646	-0.036	-1297.075	-4.28	122.68	0.04

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
1	-1297.075	56.60	3.98

COMBINAZIONI 2-9 Rz Min/Max

Pali di fondazione			Comb		Rz [Ton]	
55			3		-225.030	
16			2		55.130	
Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
2	357.836	79.369	-1006.171	782.41	-1896.40	0.34
3	359.858	-79.553	-1006.117	-793.37	-1895.83	-0.26
4	-255.787	79.497	-989.383	786.78	2084.57	0.32
5	-253.765	-79.425	-989.329	-789.00	2085.14	-0.27
6	140.709	264.823	-1000.357	2622.35	-503.73	1.02
7	-43.378	264.862	-995.321	2623.66	690.57	1.02
8	147.449	-264.918	-1000.179	-2630.25	-501.83	-0.95
9	-36.638	-264.879	-995.142	-2628.94	692.47	-0.96

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
2	-1006.171	55.17	3.66
3	-1006.117	55.15	4.30
4	-989.383	58.06	3.65
5	-989.329	58.04	4.31
6	-1000.357	56.19	2.90
7	-995.321	57.06	2.89
8	-1000.179	56.13	5.06
9	-995.142	57.00	5.07

COMBINAZIONE 10 Rz Min/Max

Pali di fondazione			Comb		Rz [Ton]	
98			10	-119.160		
16			10	-50.145		
Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
10	52.036	-0.028	-997.750	-3.29	94.37	0.03

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
10	-997.750	56.60	3.98

COMBINAZIONE 11 Rz Min/Max

Pali di fondazione			Comb	Rz [Ton]
98			11	-119.160
16			11	-50.145

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
11	52.036	-0.028	-997.750	-3.29	94.37	0.03

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
11	-997.750	56.60	3.98

COMBINAZIONE12 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
98	12	-119.160
16	12	-50.145

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
12	52.036	-0.028	-997.750	-3.29	94.37	0.03

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
12	-997.750	56.60	3.98

COMBINAZIONI 13-20 Rz Min/Max

Pali di fondazione	Comb	Rz [Ton]
98	14	-169.049
16	13	0.389

Com.	Rx [Ton]	Ry [Ton]	Rz [Ton]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
13	193.820	36.742	-1001.811	356.88	-763.85	0.18
14	193.820	-36.855	-1001.785	-365.53	-789.87	-0.11
15	-89.749	36.799	-993.715	358.95	978.61	0.18
16	-89.749	-36.798	-993.689	-363.47	952.59	-0.11
17	94.571	122.626	-999.008	1200.42	-123.63	0.51
18	9.500	122.643	-996.579	1201.04	399.11	0.51
19	94.571	-122.699	-998.921	-1207.62	-210.37	-0.45
20	9.501	-122.682	-996.492	-1207.00	312.37	-0.45

Baricentro geometrico di 12 pali 56.69 3.98 [m] Punto di passaggio reazione Rz:

Comb.	Rz [Ton]	x [m]	y [m]
13	-1001.811	55.96	3.84
14	-1001.785	55.96	4.12
15	-993.715	57.24	3.84
16	-993.689	57.23	4.12
17	-999.008	56.41	3.51
18	-996.579	56.79	3.51
19	-998.921	56.40	4.45
20	-996.492	56.78	4.45

Dott. ANGELO ANGELI – geologo -
Studio Geologia Tecnica – Impresa Geotecnica
47521 CESENA, Via Don G. Dossetti n.28
già Via Padre Genocchi n.222
Tel.0547-27682
P.IVA: 00163540404 - C.F.: NGL NGL 34D13 F139U

PROVINCIA DI FORLÌ-CESENA

ALLARGAMENTO CAVALCAFERROVIA
IN LOCALITÀ GATTEO
VALUTAZIONI SULLA PORTATA DEI PALI DI FONDAZIONE

Cesena, Novembre 2018



Studio di Geologia Tecnica dr. ANGELO ANGELI
CESENA, Via Don G. Dossetti n.28 - Tel.0547-27682

1. PREMESSA

Su richiesta dell'Ing. Alessandro Gostoli si fanno valutazioni sulla portata dei pali di fondazione dell'allargamento del cavalcavia ferroviario in località Gatteo.

Si prevede di utilizzare pali eguali a quelli già esistenti e cioè pali del diametro di 1 metro spinti alla stessa profondità di quelli esistenti.

Nella presente relazione si considerano solo le portate assiali.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DEL SITO

Il cavalcavia ferroviario in oggetto è situato in zona di pianura alluvionale dove fino a rilevante profondità prevalgono terreni prevalentemente argilloso-limosi ed argilloso-sabbiosi con poche intercalazioni di sabbia. Fino a 9-10 metri di profondità è presente terreno di limitata consistenza di deposito relativamente recente (terreni presumibilmente olocenici). Seguono poi alluvioni nettamente sovraconsolidate attribuibili al Pleistocene superiore.

Il livello della falda freatica è stato rilevato a profondità di 2.10-2.60 metri dal piano campagna nel marzo 2018.

3. STRATIGRAFIA E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO DI FONDAZIONE.

Si dispone delle seguenti indagini in sito:

- n.2 prove CPTU spinte a 20 metri (CPTU.2 lato mare e CPTU.3 lato monte);
- n. 2 sondaggi a carotaggio spinti a 30 metri (S.1 lato monte ed S.2 lato mare);
- prove di laboratorio su campioni indisturbati prelevati nei sondaggi fino ad una profondità massima di 18 metri.

Nelle Tavole III-1 e III-2 sono riportati i diagrammi di resistenza alla punta (qu) delle due prove penetrometriche, ridisegnati e corredati di interpretazione stratigrafica e schematizzazione geotecnica.

Le due prove penetrometriche hanno rilevato la seguente successione di terreni:

Dalla superficie a 2 metri circa di profondità è presente terreno argilloso limoso indurito per essiccamento e sabbia limosa.

Dai 2 metri circa a m 9.20-9.60 è presente terreno argilloso-limoso molle con vene limose sabbiose e con una intercalazione di sabbia nella CPTU.3 e di sabbia e limo nella CPTU.2 fra 5 e 6 metri di profondità.

Nella CPTU2 segue, fino ai 20 metri, terreno argilloso-limoso di consistenza da media a compatta (nettamente sovraconsolidato), mentre nella CPTU.3 segue terreno argilloso-limoso compatto fino a m 14.20 e molto compatto fino a 18.20, poi fino a 20 metri è presente terreno argilloso-limoso molle, che accenna ad un miglioramento nell'ultima lettura.

Pag.1

Studio di Geologia Tecnica dr. ANGELO ANGELI
CESENA, Via Don G. Dossetti n.28 - Tel.0547-27682

Nelle Tavole IV.1-2 sono riportate le stratigrafie dei due sondaggi. In Tavola V sono riassunti i risultati delle analisi di laboratorio eseguite sui campioni dei sondaggi. Oltre i 20 metri il sondaggio n.1 ha attraversato terreno argilloso-limoso compatto fino a 27 metri e poi sabbia fine e sabbia limosa fino ai 30 metri. Il sondaggio n.2 ha attraversato terreno argilloso-limoso compatto fino a 27 metri e poi limo e limo sabbioso fino a 30 metri.

4. PORTATA DEI PALI DI FONDAZIONE

Fino ai 20 metri di profondità si fa riferimento soprattutto ai risultati delle prove penetrometriche. Da 20 a 30 metri si fa riferimento ai dati dei sondaggi, dei quali l'unico parametro quantitativo significativo oltre i 20 metri è la resistenza al penetrometro tascabile, corrispondente circa alla resistenza a compressione con espansione laterale libera.

Da m 30 a m 37 non si hanno dati e si estrapolano quindi quelli dei sondaggi.

La testa dei nuovi pali è a metri 1.50 sopra quella dei pali esistenti e la superficie del terreno è a circa un metro sopra la testa dei nuovi pali.

Di seguito si riporta la schemaizzazione geotecnica del terreno utilizzata per calcolare la portata dei pali di fondazione sia sul lato monte, sia sul lato mare.

Si sono considerate due verticali indagate: quella lato monte con la CPTU.3 e sondaggio S.1 e quella lato mare con la CPTU.2 ed il sondaggio S.2.

La falda è stata considerata a 2 metri di profondità e la base della nuova fondazione ad un metro di profondità dalla superficie del terreno.

Al tempo della costruzione del sovrappasso, la notevole lunghezza dei pali delle spalle esistenti è stata assunta presumibilmente in considerazione della possibile presenza di attrito negativo per il consolidamento del terreno cedevole presente fino sui 9 metri di profondità, a causa del peso del rilevato. I cedimenti dovuti al rilevato esistente sono ormai esauriti e non possono più causare attrito negativo sui pali, neppure nel caso dei rimozione temporanea del rilevato e successiva ricostruzione. Solo il peso di eventuali allargamenti del rilevato può provocare attrito negativo sui nuovi pali. Per cautela, a fronte di un eventuale attrito negativo, si trascura, per i pali delle spalle, la portata fino a m 9.60 e cioè fino alla base dei terreni di scarsa consistenza.

Lato mare (CPTU.2 e S.2)

m 0.00-2.00: $\gamma = 1.90 \text{ t/mc}$; $\phi' = 28^\circ$; $c' = 0.1 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

m 2.00-3.00: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 30^\circ$; $c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$

m 3.00-5.20: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.35 \text{ kg/cm}^2$

m 5.20-6.20: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 30^\circ$; $c' = 0$; $c_u = 0$

m 6.20-9.60: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.40 \text{ kg/cm}^2$

m 9.60-15.80: $\gamma = 1.95 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.10 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$

m 15.80-17.50: $\gamma = 1.90 \text{ t/mc}$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 0.07 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.70 \text{ kg/cm}^2$

m 17.50-19.00: $\gamma = 1.95 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.11 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.10 \text{ kg/cm}^2$

Studio di Geologia Tecnica dr. ANGELO ANGELI
CESENA, Via Don G. Dossetti n.28 - Tel.0547-27682

m 19.00-20.00: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 28^\circ$; $c' = 0.12 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.20 \text{ kg/cm}^2$
m 20.00-27.00: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.15 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.50 \text{ kg/cm}^2$
m 27.00-30.00: $\gamma = 1.95 \text{ t/mc}$; $\phi' = 28^\circ$; $c' = 0.10 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
m 30.00-38.50: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.12 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.25 \text{ kg/cm}^2$

Lato monte (CPTU.3 e S.1)

m 0.00-1.80: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 32^\circ$; $c' = 0 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0 \text{ kg/cm}^2$
m 1.80-4.80: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 28^\circ$; $c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$
m 4.80-6.00: $\gamma = 1.95 \text{ t/mc}$; $\phi' = 35^\circ$; $c' = 0 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0 \text{ kg/cm}^2$
m 6.88-9.20: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 0.04 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$
m 9.20-14.20: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 0.10 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$
m 14.20-18.20: $\gamma = 2.10 \text{ t/mc}$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 0.20 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.80 \text{ kg/cm}^2$
m 18.20-20.00: $\gamma = 1.85 \text{ t/mc}$; $\phi' = 27^\circ$; $c' = 0.05 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0.50 \text{ kg/cm}^2$
m 20.00-27.00: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 26^\circ$; $c' = 0.20 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 2.00 \text{ kg/cm}^2$
m 27.00-30.00: $\gamma = 2.00 \text{ t/mc}$; $\phi' = 33^\circ$; $c' = 0 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 0 \text{ kg/cm}^2$
m 30.00-38.50: $\gamma = 2.090 \text{ t/mc}$; $\phi' = 25^\circ$; $c' = 0.15 \text{ kg/cm}^2$; $c_u = 1.50 \text{ kg/cm}^2$

Per prima cosa si è calcolata la portata dei pali in condizioni drenate, secondo il metodo tradizionale (conforme al D.M. 1988) e cioè senza alcuna penalizzazione dei parametri geotecnici e con un coefficiente di sicurezza $F=2.5$.

Si sono considerate le condizioni drenate in quanto il consolidamento per i carichi già applicati è ormai esaurito e poiché si è in presenza di argille limoso-sabbiose in consolidamento per i nuovo carichi è relativamente rapido.

Si sono poi utilizzate le portate limite di base e laterale nella procedura prevista dalle NTC-2018.

Le portate da considerare sono quelle ottenute con l'Approccio 2 che prevede una maggiorazione delle azioni moltiplicando per 1.3 i carichi permanenti strutturali e per 1.5 quelli permanenti non strutturali e quelli variabili.

Le portate ottenute col metodo tradizionale andrebbero eventualmente confrontate coi carichi effettivi senza maggiorazioni.

Si è assunto che sul fusto dei pali non debba essere superata una tensione di 50 kg/cm^2 , quindi quando il calcolo ha fornito portate che comporterebbero tensioni superiori si è assunta come portata quella corrispondente ad una tensione sul fusto di 50 kg/cm^2 la quale risulta:

$$P_t = 0.785 \text{ mq} \times 500 \text{ t/mq} = 392 \text{ t}$$

Col metodo tradizionale (conforme al D.M. 1988) si sono ottenute le seguenti portate utili:

Portate utili in tonn.		
Palo a m 20.50	lato mare	213.7
	lato monte	209.6
Palo a m 38.50	lato mare	392.5
	lato monte	288.0

**Studio di Geologia Tecnica dr. ANGELO ANGELI
CESENA, Via Don G. Dossetti n.28 – Tel.0547-27682**

Con la procedura delle NTC-2018 si sono ottenute le seguenti portate totali:

Portate totali in tonn. – condizioni non drenate		
	Approccio 2	Approccio 1 – Comb.2
Palo a m 20.50	290.0	230.1
Palo a m 38.50	442.8	351.3

Con l'Approccio 2 le azioni vanno maggiorate moltiplicando per 1.3 i carichi permanenti strutturali e per 1.5 quelli permanenti non strutturali e quelli variabili e con l'Approccio 1, combinazione 2, vanno maggiorati moltiplicando per 1.3 i carichi permanenti non strutturali e quelli variabili.

Per quanto riguarda la portata della palificata nel suo insieme, quando la fondazione poggia sul terreno, come è nel caso in esame, si deve considerare la stabilità del blocco comprendente i pali ed il terreno fra gli stessi. Si considera cioè la stabilità del solido che contiene la palificata come fosse una fondazione diretta.

In Tavola VIII è riportata una valutazione della portata della palificata delle pile considerata come un blocco unico. Si è limitata la verifica alle sole palificate delle pile in quanto rappresentano la situazione più sfavorevole. La grande profondità a cui sono spinti i pali delle spalle garantisce comunque una situazione più favorevole. La verifica è stata fatta, considerando l'intera palificata delle pile, in condizioni drenate in quanto la maggior parte del carico agisce già da tempo. Inoltre essendo presenti argille limoso-sabbiose i tempi di consolidamento sono relativamente brevi.

Con il metodo tradizionale, con un coefficiente di sicurezza $F=3$, risulta una portata totale di 8817 tonnellate.

Secondo l'Approccio 2 previsto dalle NTC-2018 si ottiene una portata totale di 11500 tonnellate da riferire alle azioni maggiorate come previsto dalle NTC-2018.

Questi valori sono molto superiori a quelli di progetto.

Per quanto riguarda le azioni orizzontali dovute al sisma, la rigidità del terreno va valutata sulla base del Modulo di Taglio che è collegato alla velocità delle onde di taglio dalle seguente relazione:

$$G_0 = \rho \times V_s^2$$

dove ρ indica il peso di volume.

Nel caso di un'azione di breve durata il terreno si comporta con una rigidità molto maggiore di quella che si ha per azioni che agiscono per un lungo tempo. Fra l'altro con azioni impulsive il fenomeno della consolidazione non può svilupparsi e non contribuisce alle deformazioni.

Si considera il terreno fino a 9-10 metri, più cedevole. Il risultato ottenuto può assumersi, con criterio cautelativo, per tutta la profondità dei pali, anche se oltre i 9-10 metri il terreno è di consistenza molto migliore.

**Studio di Geologia Tecnica dr. ANGELO ANGELI
CESENA, Via Don G. Dossetti n.28 - Tel.0547-27682**

Per il terreno fino a 9 metri si può considerare un valore medio di $q_c = 8 \text{ kg/cm}^2$.

Utilizzando la correlazione fra V_s e q_c suggerita da Imai (1977) per terreno argilloso, si ottiene:

$$V_s = 102 \times (q_c/2)^{0.292} = 102 \times (8/2)^{0.292} = 153 \text{ m/sec}$$

Con un peso di volume medio di 1.85 t/m^3 si ottiene:

$$G_o = (1.85 \times 150^2)/981 = 42 \text{ MPa} = 412 \text{ kg/cm}^2$$

Il Modulo Elastico è legato al Modulo di Taglio dalla relazione:

$$E_s = 2(1+\nu) \times G_o$$

ν = Coefficiente di Poisson che, in condizioni non drenate, vale 0.5 per terreno coesivo.

Si ottiene quindi:

$$E_s = 2(1+0.5) \times 412 = 1236 \text{ kg/cm}^2$$

Il Coefficiente di Reazione del terreno è legato al Modulo Elastico dalla relazione :

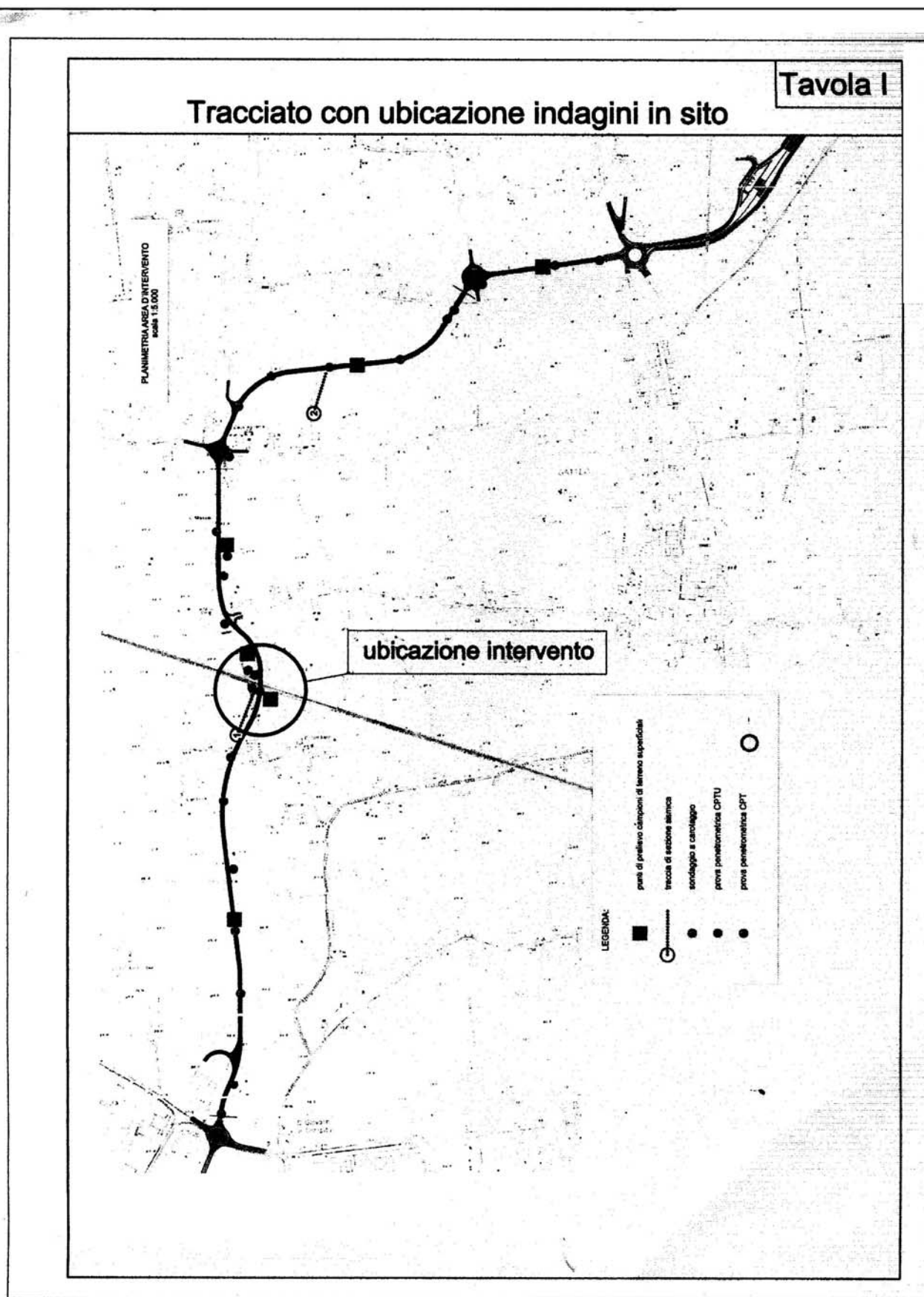
$$K = E_s / [B(1 - \nu^2)] \quad (\text{Vesic, 1961})$$

dove B , nel caso dei pali, è il diametro.

Si ottiene quindi:

$$K = 1236 / [100 \times (1 - 0.5^2)] = 16.5 \text{ kg/cm}^2$$

Il Coefficiente di Reazione verticale e quello orizzontale sono da considerarsi coincidenti nel caso di terreno coesivo.



Ubicazione delle indagini in sito di riferimento

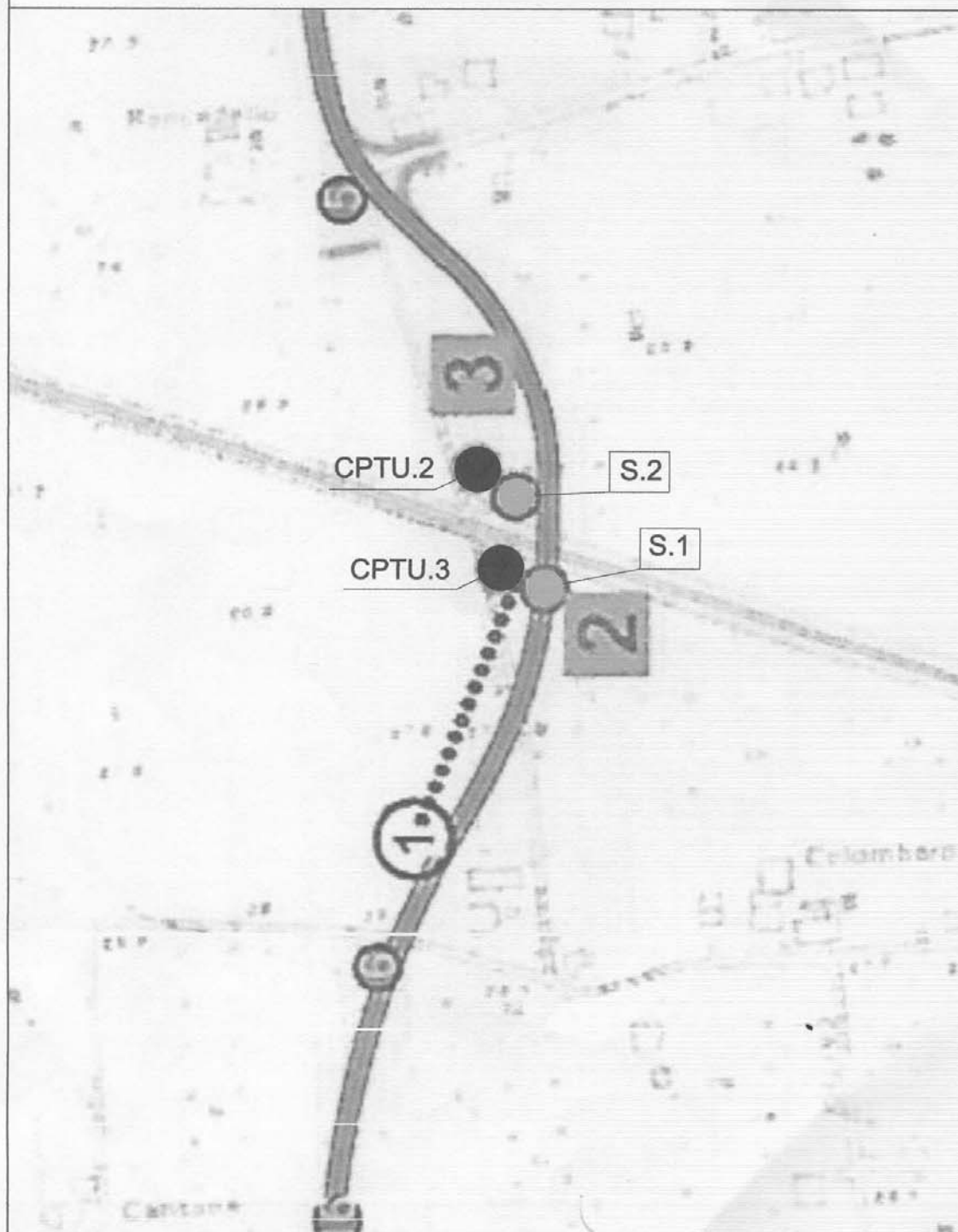


TAVOLA III-1

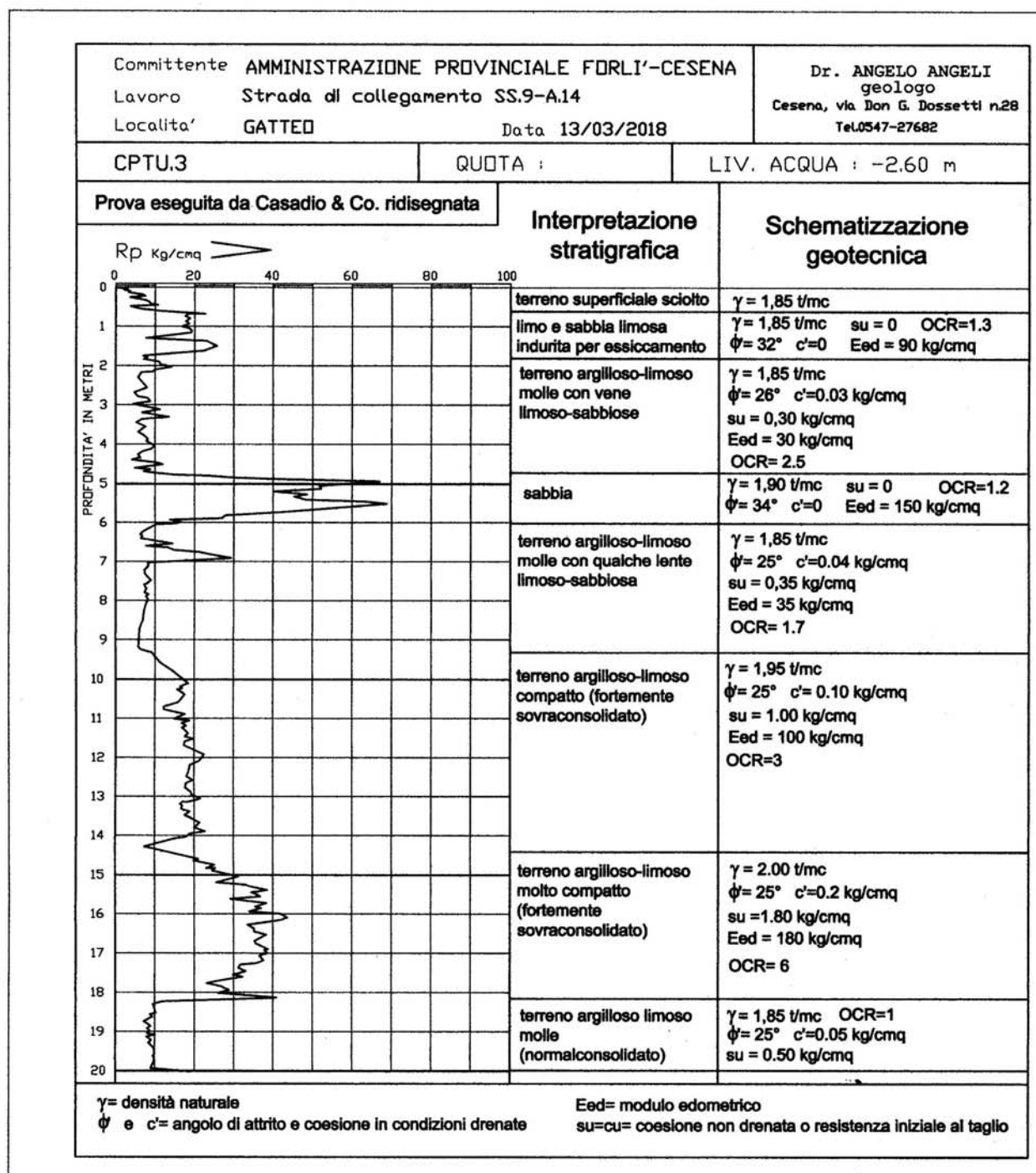


TAVOLA III-2

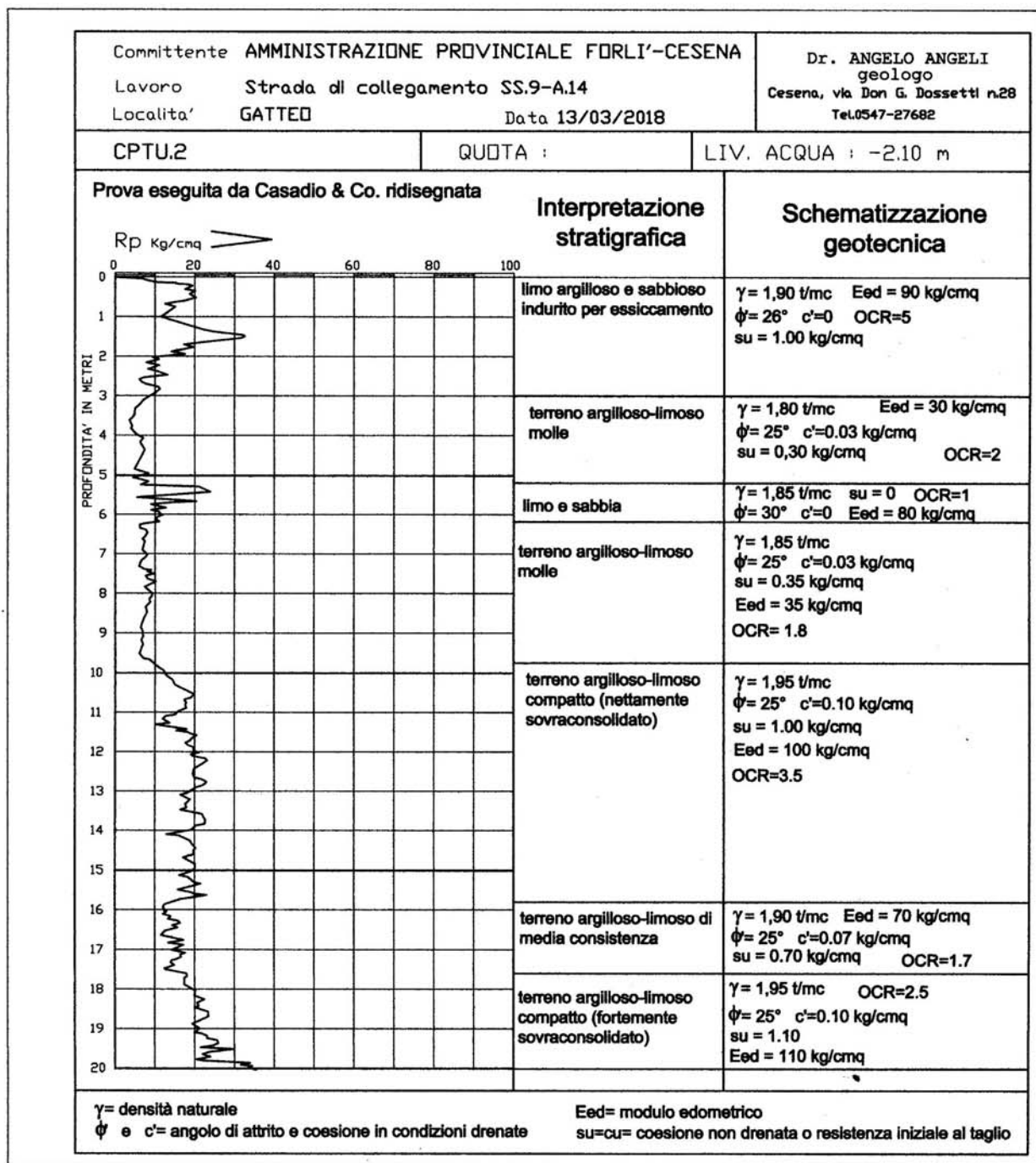



TAVOLA IV-1

 SOGEO <small>INGEGNERIA GEOLOGICA ED AMBIENTALE</small> <small>Via S. Felice, 41 - 48021 L. PELLEGRINO (RA)</small> <small>tel. 05423042 - fax 05423443 - e-mail: info@sogeo-geo.com</small> <small>Consorzio: Istituto Idrografico e Sogeo - Sede C</small> <small>Dati A. 025764 del 06/07/2010</small>	COMMITTENTE: Casadio & Co di Casadio Mario		SOND.N°: S.1	PROF.(m): 30.00
	CANTIERE: Savignano sul Rubicone (FC) - Via Galileo		QUOTA (m): p.d.a.	
	PERFORATRICE: CMV MK900 D1		LATITUDINE (°): 44.104384°	
	METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo		LONGITUDINE (°): 12.370851°	
RIVESTIMENTO: Ø 127 mm	ATTREZZO PERFORAZ.: Carotiere semplice Ø 101 mm		DATA INIZ-FINE: 12/02/2018-12/02/2018	
PIEZOMETRO:			SCALA: 1:100	
RIF.PREV.N°: 226-17	CERTIFICATO N°: C18-008-1	RAPPORTO N°:	DATA DI EMISSIONE: 16/02/2018	PAGINA N°: 1 di 2

Scala 1:100	P.P. I [daN/cm²]	Velocità [daN/cm²]	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. (n. colpi) P.A.	Falda	Pz. Norton	Inclinometro	Tubo Down Hole
1	2.5	1.20	0.80		Materiale di riporto costituito da ghiaia e sabbia, con piccoli frammenti di laterizi							
2	1.7	0.60	1.70		Limo e limo sabbioso di colore marrone passante, da -1.20 m, a limo argilloso di colore marrone - giallastro, con calcinelli							
3	3.2	1.10	2.00		Sabbia fine limosa di colore grigio - marrone - giallastro alternata a limo sabbioso	2.00						
4	1.6	0.50	3.10		Campione indisturbato	2.50						
5	1.0	0.20	4.00		Sabbia fine limosa di colore grigio - marrone - giallastro alternata a limo sabbioso							
6	0.6	0.20	4.50		Limo e limo sabbioso di colore marrone e grigio con sfumature ocra, con livelli decimetrici di sabbia	4.00						
7	0.7	0.20	4.50		Campione indisturbato	4.50						
8	1.1	0.30	5.00		Limo e limo sabbioso di colore grigio - verdastro							
9	0.7	0.20	6.00		Sabbia fine e medio-fine di colore grigio, con livelli, al massimo di spessore decimetrico, di limo argilloso	6.00						
10	1.1	0.30	6.00		Campione indisturbato	6.50						
11	1.8	0.70	6.50		Argilla limosa di colore grigio con livelli bruni, con abbondanti frustoli vegetali e con bioclasti	6.50						
12	1.5	0.70	7.10		Sabbia fine e media di colore grigio, con abbondanti bioclasti							
13	1.5	0.70	9.00		Campione indisturbato	9.00						
14	1.3	0.60	9.50		Limo argilloso di colore grigio - verdastro, con abbondanti calcinelli passante, da -10.20 m, ad argilla limosa	9.50						
15	2.2	1.00	11.00		Argilla debolmente limosa di colore grigio scuro con venature verdastre e con abbondanti calcinelli. Da -11.70 m colore grigio - nerastro							
16	3.4	1.50	12.00		Campione indisturbato	12.00						
17	3.2	1.30	12.50		Argilla debolmente limosa di colore grigio scuro con venature verdastre e con abbondanti calcinelli	12.50						
18	3.6	1.80	14.00		Argilla limosa di colore grigio - giallastro e grigio - verdastro, con livelli centimetrici limo sabbiosi. Presenza di calcinelli							
19	4.1	1.10	15.00		Campione indisturbato	15.00						
20	2.1	1.00	15.50		Argilla limosa di colore grigio - giallastro e grigio - verdastro, con livelli centimetrici limo sabbiosi. Presenza di calcinelli	15.50						
21	3.0	1.30	16.00		Alternanza di limo argilloso, limo e limo sabbioso di colore grigio - giallastro con venature grigie. A -17.45 m presente un livello (S = 1 cm) di sabbia con ghiaia fine							
22	2.8	1.20	17.50		Campione indisturbato	17.50						
23	2.2	1.00	18.00		Alternanza di limo argilloso, limo e limo sabbioso di colore grigio - giallastro con venature grigie. Da -18.00 a -18.70 m argilla limosa	18.00						
24	2.9	1.40	19.20		Argilla limosa di colore bruno con piccoli calcinelli							
25	3.5	1.50	19.80		Limo argilloso e argilla limosa di colore grigio - giallastro e grigio - verdastro, con velli limo sabbiosi e con abbondanti calcinelli							
26	3.5	1.70	20.50		Campione indisturbato	20.50						
27	4.3	1.90	21.00		Argilla debolmente limosa di colore grigio scuro - marrone variegato, con calcinelli	21.00						
28	4.0	1.70	21.90		Limo argilloso di colore grigio - marrone - giallastro variegato, con rari calcinelli e bioclasti. Da -22.40 a -22.70 m limo debolmente sabbioso							
29	2.5	1.20	23.40		Limo argilloso di colore bruno con sostanza organica passante ad argilla limosa di colore bruno, poi grigio e giallastro							
30	4.1	1.80	24.50		Limo e limo sabbioso di colore marrone - giallastro							
31	3.8	1.40	25.00		Limo argilloso e argilla limosa di colore grigio - ocra variegato, con abbondanti calcinelli. Da -25.80 a -26.30 m argilla limosa di colore grigio scuro - bruno							
32	1.1	0.40	27.00		Sabbia limosa di colore marrone - giallastro, con livelletti di limo di colore grigio							
33	3.1	1.60	27.90		Sabbia media - fine di colore marrone - rossastro							
34	3.2	1.80	28.70		Limo e limo argilloso di colore grigio con venature marroni							
35	4.6	2.00	30.00		Sabbia fine di colore grigio - giallastro, con livelli centimetrici di sabbia grossolana							


Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio

File: MOD_STR Rev-4

Mod_STR Rev-4 del 08/2010

TAVOLA IV-2

 SOGEO <small>INGEGNERIA GEOLOGICA ED AMBIENTALE</small> <small>Via E. Mattei, 43 - 40022 S. Pietro di Lodo (BO)</small> <small>tel. 0522/2601 - fax 0522/260111 - e-mail: ingegneri@sogeo.it</small> <small>Consorzio Ingegneri Industriali e Agrari - Sezione C</small> <small>Casa n. 20384 del 08/02/2010</small>	COMMITTENTE: Casadio & Co di Casadio Mario	SOND.N°: S.2	PROF.(m): 30.00
	CANTIERE: Savignano sul Rubicone (FC) - Via Galileo	QUOTA (m): p.d.c.	
	PERFORATRICE: CMV MK900 D1	LATITUDINE (°): 44.104384°	
	METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo	LONGITUDINE (°): 12.370851°	
	ATTREZZO PERFORAZ.: Carotiere semplice Ø 101 mm	DATA INIZ-FINE: 14/02/2018-15/02/2018	
	PIEZOMETRO:	SCALA: 1:100	
RIF.PREV.N°: 228-17	CERTIFICATO N°: C18-008-2	RAPPORTO N°:	DATA DI EMISSIONE: 16/02/2018
			PAGINA N°: 1 di 2

Scala 1:100	P.P. I [daN/cm²]	Visa Test [daN/cm²]	Profondità	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. (n. colpi) P.A.	Falda	Pz. Norton	Inclinometro	Tubo Down Hole
1	3.8		1.00		Limo di colore marrone, con calcinelli e alcuni piccoli frammenti di laterizi							
2	3.1	1.30	1.40		Limo sabbioso di colore marrone - giallastro							
3	3.2	1.40	2.20		Limo argilloso di colore marrone - giallastro con striature ocre e brune, con abbondanti calcinelli							
4	2.4	1.00	1.10		Limo e limo sabbioso di colore marrone - giallastro e grigio - giallastro, con livelli di sabbia fine. Da -3.10 a -3.30 m limo argilloso							
5	2.5		4.50		Campione indisturbato	4.00						
6	1.2	0.50	5.00		Limo e limo sabbioso di colore grigio - verdastro	5.00						
7	0.8	0.40	6.00		Limo argilloso di colore grigio passante, da -5.70 a -5.80 m, a sabbia fine limosa							
8	1.2	0.50	6.80		Argilla limosa di colore grigio e grigio scuro, con frustoli vegetali e rari calcinelli							
9	1.3	0.60			Sabbia fine e media di colore grigio. Da -8.50 m passa a sabbia fine con livelli limosi							
10	1.6	0.80	9.00		Argilla limosa di colore grigio passante a grigio - verdastro. Presenza di frustoli organici e calcinelli	10.00						
11	1.5	0.50	10.00		Campione indisturbato	10.50						
12	2.0	1.00	11.00		Argilla limosa di colore grigio passante a grigio - verdastro. Presenza di frustoli organici e calcinelli							
13	3.2	1.40	11.30		Sabbia fine di colore grigio							
14	3.2	1.80			Argilla debolmente limosa di colore grigio - verdastro, con abbondanti calcinelli e con livelli di colore grigio scuro							
15	3.8	1.70	14.00		Campione indisturbato	14.50						
16	2.5	1.10	14.50		Campione indisturbato	15.00						
17	3.8	1.70	15.00		Limo argilloso di colore grigio - verdastro, con veli limo sabbiosi							
18	4.5		16.00		Argilla limosa di colore grigio - giallastro passante a grigio - verdastro variegato. Presenza di grossi calcinelli							
19	1.4	0.50			Limo argilloso di colore grigio - marrone chiaro variegato passante, da -16.90 m, a limo e limo sabbioso							
20	1.9	0.80	17.80		Argilla limosa di colore grigio - marrone variegato passante a grigio scuro. Da -20.0 m colore grigio - giallastro, con calcinelli e veli limo sabbiosi							
21	2.1	1.10			Campione indisturbato	20.80						
22	2.1	1.10	21.30		Argilla debolmente limosa di colore grigio - marrone variegato e grigio scuro - bruno, con calcinelli diffusi	21.30						
23	3.7	1.80	22.70		Limo argilloso e limo di colore grigio - giallastro, con veli limo sabbiosi e con rari calcinelli							
24	2.4	1.10	24.40		Argilla limosa di colore bruno passante, da -24.60 m, ad argilla limosa di colore grigio - giallastro, con abbondanti calcinelli. Da -25.40 m passa a limo e limo argilloso dello stesso colore							
25	1.6	0.70	26.10		Argilla debolmente limosa di colore grigio - bruno, con calcinelli diffusi							
26	3.1	1.40	27.00		Limo, a tratti sabbioso, di colore grigio - giallastro e grigio - verdastro, con abbondanti calcinelli. Da -28.00 a -29.70 m limo argilloso passante ad argilla limosa di colore grigio - marrone chiaro variegato, con piccoli calcinelli e rari blocchi							
27	1.8	0.80										
28	3.8	1.80										
29	2.2	0.90										
30	2.1	0.70										
31	3.7	1.70										
32	2.7	1.10										
33	0.9	0.30										
34	2.3	1.00										
35	4.3	1.60										
36	1.4	0.40	30.00									

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio

File: MOD_STR_Rev-4

Mod_STR_Rev-4 del 08/2018

TAVOLA V

CAVALCAFERROVIA IN LOCALITA' GATTEO												
Tavola riassuntiva delle analisi di laboratorio eseguite da: Casadio & co. - Savignano sul Rubicone												
sond.	camp.	profondità	P.200	W	Wp	WI	Ip	γ	ϕ'	c'	qu (c.s)	qu (pp)
n	n.	m	%	%	%	%	%	t/mc	(°)	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq
1	1	2.00-2.50	70.8	23.5	18	31	13	2.01	---	---	0.62	0.70-0.90
1	2	4.00-4.50	44.0	22.4	n.p.	21	0	2.01	33	0.00	---	0.50-0.60
1	3	6.00-6.50	99.3	30.4	20	47	27	1.88	---	---	0.80	0.90-1.10
1	4	9.00-9.50	17.0	24.6	n.p.	n.d	0	1.95	37	0.00	---	---
1	5	12.00-12.50	94.5	20.2	21	45	24	2.05	---	---	2.68	3.10-3.30
1	6	15.00-15.50	98.5	22.4	21	58	37	1.95	21	0.15	---	1.90-2.10
1	7	17.50-18.00	93.3	24.6	20	52	32	1.90	23	0.08	---	1.20-1.40
2	1	4.50-5.00	53.3	29.5	n.p.	25	0	1.92	32.5	0	---	1.00-1.10
2	2	10.00-10.50	88.0	25.6	18	40	22	2.01	---	---	1.36	1.30-1.50
2	3	14.50-15.00	94.5	20.6	21	40	19	2.02	27	0.17	2.18	2.10-2.30
qu (c.s) : resistenza a compressione con espansione laterale libera												
qu (pp): resistenza al penetrometro tascabile												

TAVOLA VI-1

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena, via Padre Genocchi n.222 - tel. 0547 27682 - fax. 0547 21128														
FOGLIO DI CALCOLO DELLA PORTATA DEI PALI														
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo - lato mare														
Palo trivellato con base a 20.5 metri; diametro 1000 mm - condizioni drenate														
Diametro del palo (m):	1.000			Profondità della falda dal p.c.(m):	2.00									
Profondità della testa del palo dal p.c. (m):	1.00			$K_0 = 1 - \sin \phi'$				$K_{oc} = (1 - \sin \phi') (OCR)^{0.5}$	pali trivellati					
Profondità della base del palo dal p.c. (m):	20.50			far coincidere un limite di strato con la profondità della falda										
Lunghezza del palo (m):	19.50			far coincidere un limite di strato con la testa e con la base del palo										
Calcolo in condizioni non drenate (1) o drenate (2):	2			Tipo: trivellato(1), infisso(2), prefabb.(3):	1									
STRATIGRAFIA														
Strato	da	a	h	γ'	ϕ'	c'	ϕ_{iu}	cu	K	alfa	f	c'	$f+c'$	$h \cdot RI$
n.	m	m	m	t/mc	(°)	t/mq	(°)	t/mq			t/mq	t/mq	t/mq	t/m
1	0.00	1.00	1.00	1.85	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	1.00	2.00	1.00	1.90	28.0	1.00	0.0	10.00	1.13	0.00	1.68	1.00	2.68	2.68
3	2.00	3.00	1.00	0.85	32.0	0.40	30.0	4.00	0.68	0.00	1.77	0.40	2.17	2.17
4	3.00	5.20	2.20	0.85	28.0	0.45	0.0	4.50	0.82	0.00	2.40	0.45	2.85	6.27
5	5.20	6.20	1.00	0.90	32.0	0.00	30.0	0.00	0.47	0.00	2.03	0.00	2.03	2.03
6	6.20	9.60	3.40	0.85	27.0	0.50	0.0	5.00	0.71	0.00	3.20	0.50	3.70	12.59
7	9.60	15.80	6.20	0.95	27.0	1.20	0.0	12.00	0.96	0.00	6.49	1.20	7.69	47.67
8	15.80	17.50	1.70	0.90	28.0	0.80	0.0	8.00	0.70	0.00	6.29	0.80	7.09	12.05
9	17.50	20.50	3.00	0.95	27.0	1.20	0.0	12.00	0.83	0.00	8.06	1.20	9.26	27.77
10														
11														
12														
													$\Sigma(H_i \cdot RI_i)$	113.23
Calcolo della portata laterale (PI)														
RI = $c_a + f$ in condizioni non drenate; RI = $c' + f$ in condizioni drenate														
Condizioni non drenate: $c=c_a$; $\phi = 0$ ed $f=0$ nelle argille; $\phi = \phi'$ nelle sabbie - Condizioni drenate: $c=c'$ $\phi = \phi'$ in tutti gli strati														
$f = K \times P'_{vo} \times \tan(\delta)$ - $\delta = 0.75 \times \phi$ nei pali prefabbricati; $\delta = \phi$ nei pali Franki e trivellati														
$PI = 3.14 \times d \times \Sigma(H_i \cdot RI_i) \times (1/F)$														
Portata limite laterale = 355.5 t														
PI = 142.2 t portata laterale														
Calcolo della portata di base														
Coefficiente di sicurezza: 2.5 Con base su sabbia: $N_q = N_q^*$ (Berezantzev)														
$P_b = A \times (N_c \times c + P'_{vo} \times N_q) \times (1/F)$														
$\phi' = 27.00$	(°) =	0.471	radianti	angolo di attrito dello strato di appoggio				$N_q = (e^{\lambda(\pi \tan(\phi'))}) \times K_p$ (Terzaghi)						
$c' = 1.20$	t/mq	$\tan(\phi') = 0.51$		Rapporto sezione fusto/sezione base:				1						
A = 0.785	m ²	K _p =	2.66	$e^{\lambda(\pi \tan(\phi'))} = 4.96$				$N_q = 13.18$	Terzaghi		N _c = 23.90			
$P'_{vo} = 20.53$	t/mq			P _b = 93.9 t				W=peso proprio del palo immerso=		22.4 ton				
N _q = 13.18	Portata limite di base = 234.8 t													
N _c = 23.90	Portata totale: Pt = PI + Pb = 142.2 + 93.9 = 236.2 t													
cu = 20.00	t/mq	Portata utile: Pu = Pt - W = 213.7 t												

TAVOLA VI-2

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena, via Padre Genocchi n.222 - tel. 0547 27682 - fax. 0547 21128															
FOGLIO DI CALCOLO DELLA PORTATA DEI PALI															
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo - latonon monte															
Palo Trivellato a 20.5 metri diametro 1000 mm - Condizioni drenate															
Diametro del palo (m):		1.000		Profondità della falda dal p.c.(m):		2.00									
Profondità della testa del palo dal p.c. (m):		1.00		Ko=1-sin ϕ'		Koc=(1-sin ϕ')(OCR) ^{0.5}		pali trivellati							
Profondità della base del palo dal p.c. (m):		20.50		far coincidere un limite di strato con la profondità della falda											
Lunghezza del palo (m):		19.50		far coincidere un limite di strato con la testa e con la base del palo											
Calcolo in condizioni non drenate (1) o drenate				2		Tipo:trivellato(1),infisso(2),prefabb.(3):				1					
STRATIGRAFIA															
Strato	da	a	h	γ'	ϕ'	c'	ϕ_{iu}	cu	K	alfa	f	c'	f+c'	h*RI	
n.	m	m	m	t/mc	(°)	t/mq	(°)	t/mq			t/mq	t/mq	t/mq	t/m	
1	0.00	1.00	1.00	1.85	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
2	1.00	1.80	0.80	1.85	32.0	0.00	32.0	0.00	1.10	0.00	1.79	0.00	1.79	1.43	
3	1.80	4.80	3.00	0.85	28.0	0.40	0.0	4.00	1.13	0.00	2.77	0.40	3.17	9.50	
4	4.80	6.00	1.20	0.95	35.0	0.00	35.0	0.00	0.63	0.00	2.87	0.00	2.87	3.44	
5	6.00	9.20	3.20	0.85	27.0	0.45	0.0	4.50	0.55	0.00	2.33	0.45	2.78	8.90	
6	9.20	14.20	5.00	1.00	27.0	1.00	0.0	10.00	0.71	0.00	4.45	1.00	5.45	27.23	
7	14.20	18.20	4.00	1.10	27.0	2.00	0.0	18.00	0.96	0.00	8.32	2.00	10.32	41.29	
8	18.20	20.50	2.30	0.85	27.0	0.50	0.0	5.00	0.69	0.00	7.12	0.50	7.62	17.53	
9															
10															
11															
12															
													$\Sigma(H_i \cdot R_{li})$	109.32	
Calcolo della portata laterale (PI)						Coefficiente di sicurezza:								2.5	
RI = ca + f in condizioni non drenate; RI = c' + f in condizioni non drenate															
Condizioni non drenate: c=ca; $\phi = 0$ ed f = 0 nelle argille; $\phi = \phi'$ nelle sabbie - Condizioni drenate: c = c' $\phi = \phi'$ in tutti gli strati															
f = K x P'vo x tan(δ) - $\delta = 0.75 \times \phi$ nei pali prefabbricati; $\delta = \phi$ nei pali Franki e trivellati															
PI = 3,14 x d x $\Sigma(H_i \cdot R_{li}) \times (1/F)$															
Portata limite laterale =		343.3 t													
PI =		137.3 t													
		portata laterale													
Calcolo della portata di base															
Coefficiente di sicurezza:				2.5		Con base su sabbia: Nq = Nq* (Berezantzev)									
Pb = A x (Nc x c + P'vo x Nq) x (1/F)															
ϕ'	27.00	(°) =	0.471	radianti		angolo di attrito dello strato di appoggio				Nq = (e ^A x tg(ϕ)) x Kp (Terzaghi)					
c'	1.00	t/mq	tan(ϕ') =		0.51	Rapporto sezione fusto/sezione base:				1					
A =	0.79	mq	Kp =	2.66	e ^A (tg(ϕ)) =		4.96	Nq =	13.18	Terzaghi		Nc =	23.90		
P'vo =	21.10	t/mq	Pb =		94.8 t	W = peso proprio del palo immerso =		22.4	ton						
Nq =	13.18	Portata limite di base =												236.9 t	
Nc =	23.90	Portata totale: Pt = PI + Pb =												137.3 + 94.8 = 232.1 t	
cu =	20.00	t/mq	Portata utile: Pu = Pt - W =												209.6 t

TAVOLA VI-3

Dr. Angelo Angeli - Studio Geologia Tecnica - Cesena, via Don G. Dossetti n.28 - tel.054727682										
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo										
Portata dei pali secondo le NTC-2008										
Le portate limite (laterale e di base) vanno calcolate con i metodi tradizionali per ogni verticale indagata.										
Se i risultati delle varie verticali indagate sono simili, si può fare il calcolo sulla base di un porofilo medio ed assumere i valori calcolati come media.										
Palo trivellato diametro 1000 mm con base a m 20.5 - Condizioni drenate										
Verticali indagate:		2								
Tabella 6.4.IV										
n.verticali	1	2	3	4	5	7	10	Valore da usare 1.65 1.55		
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40			
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21			
Con una sola verticale indagata le portate limite coincidono.										
P.lim.media:	PI + Pb =	349.4	+	235.8	=	585.2	t	media ridotta	354.7	
P.lim.minima:	PI + Pb =	343.3	+	234.8	=	578.1	t	minima ridotta	373.0	
Coefficiente riduttivo da utilizzare: 1.65										
Rck =		211.8	+	142.9	=	354.7	t			
Tabella 6.4.II										
Resistenza	simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γR	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base	γb	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
laterale	γs	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Tipo	1 = palo infisso									
di	2 = palo trivellato									
palo	3 = palo con elica continua									
Immetti tipo di palo: 2										
Tipo di Palo: trivellato										
Valori da usare:		Approccio 2:								
γb =	1.35	Rd = 184.1 + 105.9 = 290.0 t.								
γs =	1.15									
I carichi permanenti strutturali vanno moltiplicati per 1.3, mentre quelli permanenti non strutturali e quelli variabili vanno moltiplicati per 1.5										
Valori da usare:		Approccio 1, Combinazione2:								
γb =	1.70	Rd = 146.0 + 84.1 = 230.1								
γs =	1.45									
I carichi permanenti non strutturali e quelli variabili vanno moltiplicati per 1.3.										

TAVOLA VII-1

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena, via Padre Genocchi n.222 - tel. 0547 27682 - fax. 0547 21128														
FOGLIO DI CALCOLO DELLA PORTATA DEI PALI														
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo - lato mare														
Palo trivellato con base a 38.5 metri diametro 1000 mm - condizioni drenate														
Diametro del palo (m):	1.000	Profondità della falda dal p.c.(m):	2.00											
Profondità della testa del palo dal p.c. (m):	1.00	Ko=1-sinφ'		Koc=(1-sinφ')(OCR)^0,5	pali trivellati									
Profondità della base del palo dal p.c. (m):	37.00	far coincidere un limite di strato con la profondità della falda												
Lunghezza del palo m):	36.00	far coincidere un limite di strato con la testa e con la base del palo												
Calcolo in condizioni non drenate (1) o drenate (2)?	2	Tipo:trivellato(1),infisso(2),prefabb.(3):												
		1												
STRATIGRAFIA														
Strato	da	a	h	γ'	φ'	c'	φ _{iu}	cu	K	alfa	f	c'	f+c'	h*RI
n.	m	m	m	t/mc	(°)	t/mq	(°)	t/mq			t/mq	t/mq	t/mq	t/m
1	0.00	1.00	1.00	1.85	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	1.00	2.00	1.00	1.90	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	2.00	3.00	1.00	0.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	3.00	5.20	2.20	0.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5.20	6.20	1.00	0.90	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6.20	9.60	3.40	0.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	9.60	15.80	6.20	0.95	27.0	1.20	0.0	12.00	0.96	0.00	6.49	1.20	7.69	47.67
8	15.80	17.50	1.70	0.90	27.0	0.80	0.0	8.00	0.71	0.00	6.15	0.80	6.95	11.81
9	17.50	19.00	1.50	0.95	28.0	1.20	0.0	12.00	0.82	0.00	7.98	1.20	9.18	13.77
10	19.00	20.00	1.00	1.00	27.0	1.20	0.0	12.00	1.02	0.00	10.23	1.20	11.43	11.43
11	20.00	27.00	7.00	1.00	26.0	1.50	0.0	15.00	0.88	0.00	10.15	1.50	11.65	81.58
12	27.00	30.00	3.00	0.95	28.0	1.00	0.0	10.00	0.70	0.00	10.61	1.00	11.61	34.82
13	30.00	38.50	8.50	1.00	26.0	1.20	0.0	12.00	0.76	0.00	12.70	1.20	13.90	118.12
													Σ(Hi*RIi)	319.19
Calcolo della portata laterale (PI)														
Coefficiente di sicurezza: 2.5														
RI = ca + f in condizioni non drenate; RI = c' + f in condizioni drenate														
Condizioni non drenate: c=ca; φ = 0 ed f = 0 nelle argille; φ = φ' nelle sabbie - Condizioni drenate: c = c' φ = φ' in tutti gli strati														
f = K x P'vo x tan(δ) - δ = 0.75 x φ nei pali prefabbricati; δ = φ nei pali Franki e trivellati														
PI = 3,14 x d x Σ(hixRIi) x (1/F)														
Portata limite laterale = 1002.3 t														
PI = 400.9 t portata laterale														
Calcolo della portata di base														
Coefficiente di sicurezza: 2.5 Con base su sabbia: Nq = Nq* (Berezantzev)														
Pb = A x (Nc x c + P'vo x Nq) x (1/F)														
φ' = 26.00	(°) = 0.454	radianti	angolo di attrito dello strato di appoggio		Nq = (e^(πtg(φ))) x Kp (Terzaghi)									
c' = 1.20	t/mq	tan(φ') = 0.49		Rapporto sezione fusto/sezione base:		1								
A = 0.79	mq	Kp = 2.56	e^(πtg(φ)) = 4.63		Nq = 11.83	Terzaghi		Nc = 22.211						
P'vo = 19.11	t/mq	Pb = 149.6 t		W=peso proprio del palo immerso=		40.6 ton								
Nq = 22.21	Portata limite di base = 374.1 t													
Nc = 43.49	Portata totale: Pt = PI + Pb = 400.9 + 149.6 = 550.5 t													
cu = 12.00	t/mq	Portata utile: Pu = Pt - W = 510.0 t												
Tensione massima sul fusto: 50 kg/cmq = 500 t/mq														
Portata massima da non superare: 0.79 mq x 500 t/mq = 392.5 tonn.														

TAVOLA VII-2

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena, via Padre Genocchi n.222 - tel. 0547 27682 - fax. 0547 21128														
FOGLIO DI CALCOLO DELLA PORTATA DEI PALI														
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo - lato monte														
Palo Trivellato a 38.5 metri diametro 1000 mm - Condizioni non drenate														
Diametro del palo (m):		1.000		Profondità della falda dal p.c.(m):		2.00								
Profondità della testa del palo dal p.c. (m):		1.00		Ko=1-sin ϕ		Koc=(1-sin ϕ)(OCR) ^{0,5}		pali trivellati						
Profondità della base del palo dal p.c. (m):		37.00		far coincidere un limite di strato con la profondità della falda										
Lunghezza del palo m):		36.00		far coincidere un limite di strato con la testa e con la base del palo										
Calcolo in condizioni non drenate (1) o drenate				2				Tipo:trivellato(1),infisso(2),prefabb.(3):				1		
STRATIGRAFIA														
Strato	da	a	h	γ'	ϕ'	c'	ϕ_{iu}	cu	K	alfa	f	c'	f+c'	h*RI
n.	m	m	m	t/mc	(°)	t/mq	(°)	t/mq			t/mq	t/mq	t/mq	t/m
1	0.00	1.00	1.00	1.85	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
2	1.00	1.80	0.80	1.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	1.80	4.80	3.00	0.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4.80	6.00	1.20	0.95	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	6.00	9.20	3.20	0.85	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	9.20	14.20	5.00	1.00	0.0	0.00	0.0	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	14.20	18.20	4.00	1.10	27.0	2.00	0.0	18.00	0.55	0.00	4.71	2.00	6.71	26.85
8	18.20	20.00	1.80	0.85	27.0	0.50	0.0	5.00	1.02	0.00	8.84	0.50	9.34	16.82
9	20.00	27.00	7.00	1.00	26.0	2.00	0.0	20.00	1.03	0.00	8.52	2.00	10.52	73.64
10	27.00	30.00	3.00	1.00	33.0	0.00	33.0	0.00	1.03	0.00	11.36	0.00	11.36	34.09
11	30.00	38.50	8.50	1.00	25.0	1.50	0.0	15.00	0.58	0.00	4.56	1.50	6.06	51.52
12														
														$\Sigma(H_i \cdot R_{li})$
														202.92
Calcolo della portata laterale (PI)														
Coefficiente di sicurezza: 2.5														
RI = ca + f in condizioni non drenate; RI = c' + f in condizioni non drenate														
Condizioni non drenate: c=ca; $\phi = 0$ ed f=0 nelle argille; $\phi = \phi'$ nelle sabbie - Condizioni drenate: c = c' $\phi = \phi'$ in tutti gli strati														
f = K x P'vo x tan(δ) - $\delta = 0.75 \times \phi$ nei pali prefabbricati; $\delta = \phi$ nei pali Franki e trivellati														
PI = 3,14 x d x $\Sigma(H_i R_{li}) \times (1/F)$														
Portata limite laterale = 637.2 t														
PI = 254.9 t portata laterale														
Calcolo della portata di base														
Coefficiente di sicurezza: 2.5														
Con base su sabbia: Nq = Nq* (Berezantzev)														
Pb = A x (Nc x c + P'vo x Nq) x (1/F)														
$\phi = 25.00$	(°) =	0.436	radianti	angolo di attrito dello strato di appoggio				Nq = (e ^{tanϕ}) x Kp (Terzaghi)						
c' = 1.50	t/mq	tan(ϕ) =		0.47		Rapporto sezione fusto/sezione base: 1								
A = 0.79	mq	Kp =	2.46	e ^{tanϕ} =		4.33		Nq = 10.64		Terzaghi		Nc = 20.68		
P'vo = 19.14	t/mq	Pb =		73.7 t		W=peso proprio del palo immerso=		40.6		ton				
Nq = 10.64	Berezantzev	Portata limite di base = 184.3 t												
Nc = 20.68		Portata totale: Pt = PI + Pb = 254.9 + 73.7 = 328.6 t												
cu = 15.00	t/mq	Portata utile: Pu = Pt - W = 288.0 t												
Tensione massima sul fusto 50 kg/cmq = 500 t/mq														
Portata massima da non superare: 0.79 x 500 t/mq = 392.5														

TAVOLA VII-3

Dr. Angelo Angeli - Studio Geologia Tecnica _ Cesena, via Don G. Dossetti n.28 - tel.054727682										
Lavoro: Cavalcaferrovia - Gatteo										
Portata dei pali secondo le NTC-2008										
Le portate limite (laterale e di base) vanno calcolate con i metodi tradizionali per ogni verticale indagata.										
Se i risultati delle varie verticali indagate sono simili, si può fare il calcolo sulla base di un porofilo medio ed assumere i valori calcolati come media.										
Palo trivellato diametro 1000 mm con base a m 38.5 - Condizioni drenate										
Verticali indeagate:	2									
Tabella 6.4.IV										
n.verticali	1	2	3	4	5	7	10	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; text-align: center;"> Valore da usare 1.65 1.55 </div>		
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			
Con una sola verticale indagata le portate limite cindono.										
P.lim.media:	PI + Pb =	819.7	+	279.2	=	1098.9 t	media ridotta		666.0	
P.lim.minima:	PI + Pb =	637.2	+	184.3	=	821.5 t	minima ridotta		530.0	
Coefficiente riduttivo da utilizzare: 1.55										
Rck = 411.1 + 115.2 = 526.3 t										
Tabella 6.4.II										
Resistenza	simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
base	γ_b	1.00	1.45	1.15	1.00	1.70	1.35	1.00	1.60	1.30
laterale	γ_s	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15	1.00	1.45	1.15
Tipo	1 = palo infisso									
di	2 = palo trivellato				Immetti tipo di palo: 2					
palo	3 = palo con elica continua									
Tipo di Palo: trivellato										
Valori da usare:										
γ_b =	1.35	Approccio 2:			R3					
γ_s =	1.15	Rd = 357.5 + 85.3 =			442.8 t.					
I carichi permanenti strutturali vanno moltiplicati per 1.3, mentre quelli permanenti non strutturali e quelli variabili vanno moltiplicati per 1.5										
Tensione massima sul fusto:	50	kg/cmq	=	500	t/mq					
Portata massima da non superare:	0.785	mq	x	500	t/mq =	392.5	tonn.			
Valori da usare:										
γ_b =	1.70	Approccio 1, Combinazione2:			R2					
γ_s =	1.45	Rd = 283.5 + 67.8 =			351.3 t.					
I carichi permanenti non strutturali e quelli variabili vanno moltiplicati per 1.3.										

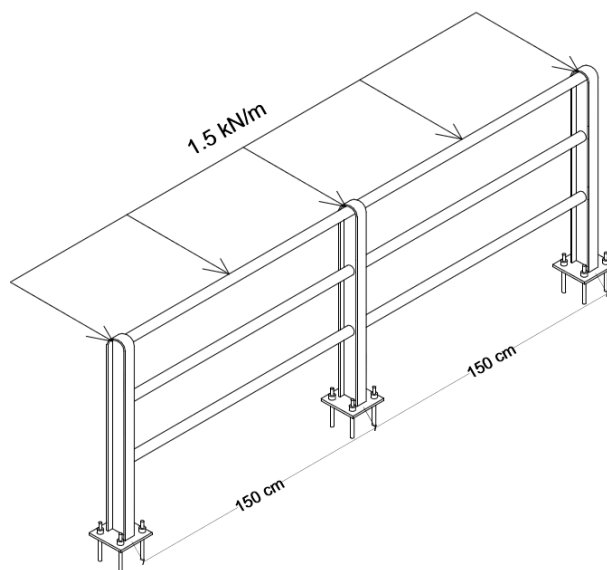
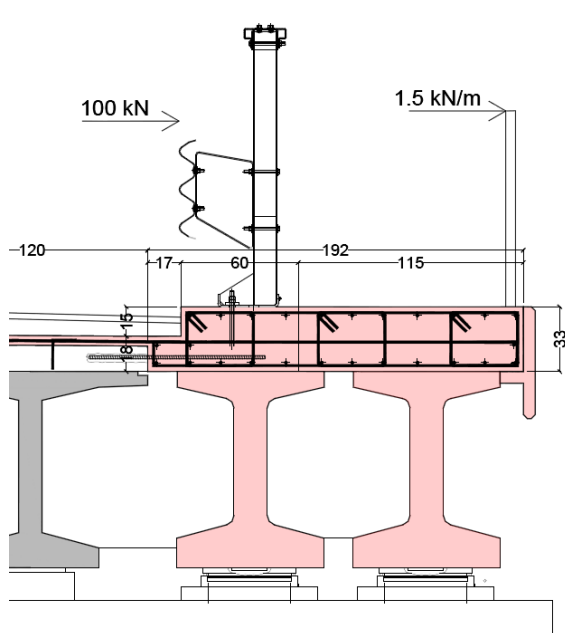
TAVOLA VIII

Studio Geologia Tecnica dr. Angelo Angeli - Cesena, via Don G. Dossetti n.28 - tel.0547 27682									
CAPACITA' PORTANTE DI UNA PALIFICATA CON FONDAZIONE APPOGGIATA SUL TERRENO									
La capacità portante va valutata considerando la palificata come blocco unico									
Condizioni drenate (cu>0; φ > 0) - metodo tradizionale conforme D.M 1988									
Introduzione dei dati									
Larghezza della fondazione : B =	4.00	m	Angolo di attrito alla base: φ' =	27	gradi				
Lunghezza della fondazione : L =	11.00	m	Coesione efficace alla base: c' =	1	t/mq				
Profondità della fondazione: D =	20.50	m	Coesione efficace media laterale:c'm =	0.85	t/mq				
Nq = [tan(45+φ/2)^2 x e^(πtan(φ)) =		13.19	Nc = (Nq-1)/tan(φ) =		23.92	Ny = 2(Nq+1)tan(φ) =		14.46	
sc = 1+B/L x Nq/Nc =		1.91	sq = 1+(B/L)tan(φ) =		1.19	sy = 1-0.4 x B/L =		0.855	
dc = 1+0.4 x arctg(D/B) =		1.55	dq = 1+2tan(φ)x(1-sen(φ))^2 x arctg(D/B) =		1.42	dy =		1	
Pressione litostatica efficace alla base: P'vo =		19.82	t/mq		Coefficiente di sicurezza: F =		3		
Portata limite di base = (BxL)x(c'xNcscxdc+P'voxNqxsqxdq+0.5xy'xBxNy)									
f = K x P'vo x tna (φ)		Portata laterale limite = 2(B+L) x Σ(hi x (φ'i+c'i))							
K = (1-senφ) x OCR^0.5		Σ(hi x (φ'i+c'i)) =		101.96 t/m					
Portata limite di base: Pbl =		23391		t					
Portata limite laterale: Pll =		3059		t					
Portata limte totale: Plt =		26450		t					
Portata ammissibile totale: Pt =		8817		t					
NTC-2008 - Approccio 2 : A1+M1+R3 - Azioni secondo Tab.6.2.1 (A1) : G x 1,3 + Q x 1,5									
Valori caratteristici		Coeff. Parziali (tab.6.2.II).		valori di progetto					
φ'k =	27	gradi	γφ' =	1	φ'd =	27	gradi	F =γR =	2.3
c'k =	1.00	t/mq	γcu =	1	c'd =	1.00	t/mq	alla base	dc =
c'km =	0.85	t/mq	γcu =	1	c'dm =	0.85	t/mq		0
Nq = [tan(45+φ/2)^2 x e^(πtan(φ)) =		13.19	Nc = (Nq-1)/tan(φ) =		23.92	Ny = 2(Nq+1)tan(φ) =		14.46	
sc = 1+B/L x Kq/Nc =		1.91	sq = 1+(B/L)tan(φ) =		1.19	sy = 1-0.4 x B/L =		0.855	
dc = 1+0.4 x arctg(D/B) =		1.55	dq = 1+2tan(φ)x(1-sen(φ))^2 x arctg(D/B) =		1.42	dy =		1	
Pressione litostatica efficace alla base: P'vo =		19.82	t/mq		Coefficiente di sicurezza: F =		2.3		
Portata limite di base = (BxL)x(c'xNcscxdc+P'voxNqxsqxdq+0.5xy'xBxNy)									
f = K x P'vo x tna (φ)		Portata laterale limite = 2(B+L) x Σ(hi x (φ'i+c'i))							
K = (1-senφ) x OCR^0.5		Σ(hi x (φ'i+c'i)) =		101.96 t/m					
Portata limite di base: Pbl =		23391		t					
Portata limite laterale: Pll =		3059		t					
Portata limte totale: Plt =		26450		t					
Portata ammissibile totale: Pt =		11500		t					
Moltiplicare per 1.3 i carichi permanenti strutturali e per 1.5 quelli permanenti non strutturali e quelli variabili									
NTC-2008 - Approccio 1 / Combinazione 2 (GEO) : A2+M2+R2 - Azioni secondo Tab.6.2.1 (A2) : G x 1,0 + Q x 1,3									
Valori caratteristici		Coeff. Parziali (tab.6.2.II).		valori di progetto					
φ'k =	27	gradi	γφ' =	(*)	φ'd =	22	gradi	F =γR =	2.3
c'k =	1.00	t/mq	γc' =	1.25	c'd =	0.80	t/mq		dc =
c'km =	0.85	t/mq	γc' =	1.25	c'dm =	0.68	t/mq		0
Nq = [tan(45+φ/2)^2 x e^(πtan(φ)) =		7.96	Nc = (Nq-1)/tan(φ) =		2.84	Ny = 2(Nq+1)tan(φ) =		7.30	
sc = 1+B/L x Kq/Nc =		2.02	sq = 1+(B/L)tan(φ) =		1.15	sy = 1-0.4 x B/L =		0.85	
dc = 1+0.4 x arctg(D/B) =		1.55	dq = 1+2tan(φ)x(1-sen(φ))^2 x arctg(D/B) =		1.44	dy =		1	
Pressione litostatica efficace alla base: P'vo =		19.82	t/mq		Coefficiente di sicurezza: F =		1.8		
Portata limite di base = (BxL)x(c'xNcscxdc+P'voxNqxsqxdq+0.5xy'xBxNy)									
f = K x P'vo x tan (φ)		Portata laterale limite = 2(B+L) x Σ(hi x (φ'i+c'i))							
K = (1-senφ) x OCR^0.5		Σ(hi x (φ'di+c'di)) =		93.04 t/m					
Portata limite di base: Pbl =		12297		t					
Portata limite laterale: Pll =		2791		t					
Portata limte totale: Plt =		15088		t					
Portata ammissibile totale: Pt =		8382		t					
Moltiplicare per 1.3 i carichi permanenti non strutturali e quelli variabili									

DIMENSIONAMENTO CORDOLO PER BARRIERE STRADALI

Il §3.6.3.3.2 e § 5.1.3.10 del D.M. 17/01/2018, forniscono indicazioni sull'azione da urto su barriere stradali e sui parapetti:

- sulle barriere stradali si considera una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN applicata ad una altezza dal piano di marcia h (definita come la minore tra 1,0 m e l'altezza della barriera depurata di 100 mm);
- i parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.



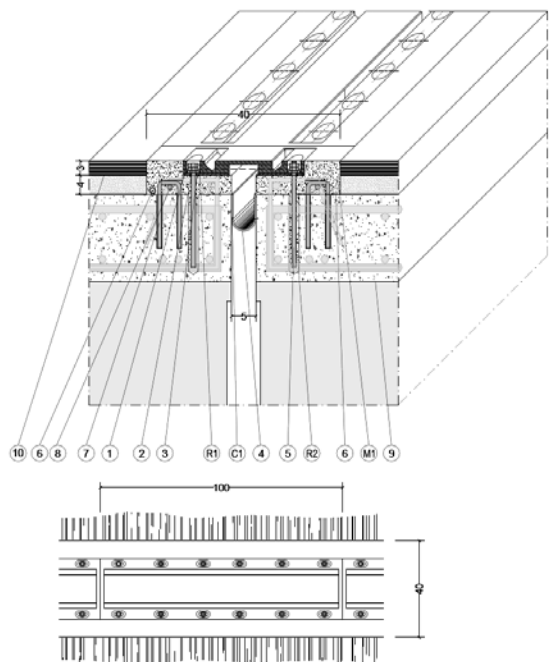
Il cordolo in progetto per l'installazione delle barriere stradali (B.P. H3 e B.P. H4) e della ringhiera parapetto ha sezione 170 x 33 cm ed è collegato in continuo con la soletta $s = 18$ cm.

Per la conformazione dell'impalcato non sono presenti sbalzi e il cordolo appoggia per intero sulle travi sottostanti.

Non si ritiene necessario nessuna verifica strutturale del cordolo se non il controllo in fase esecutiva della compatibilità delle barriere secondo il manuale d'installazione delle stesse.

DIMENSIONAMENTO E VERIFICA GIUNTI DI DILATAZIONE

In corrispondenza delle due pile sono previsti due giunti impermeabili in gomma armata caratterizzati da un allungamento a rottura >400% e resistenza a trazione > 16 MPa.



ELEMENTI E MATERIALI

descrizione	materiale	standard
① tappeto in gomma armata	S355/S275 + gomma naturale	EN 10025 + (*)
② dado esagonale M10 - classe A4-70	A4-70	DIN 934
③ rosetta piana	A4-70	DIN 125A
④ scossalina	EPDM	-
⑤ tirafondo M10 - classe A4-70 (**)	A4-70	DIN 975
⑥ tubi di drenaggio	PVC	-
⑦ ferri piegati Ø8 passo 200 mm		
⑧ ferro Ø8 longitudinale		
⑨ impalcato		
⑩ pavimentazione sp. 7 cm		

MALTE E RESINE

descrizione	materiale
C1 adesivo epossidico	Basf MasterBrace ADH 4000
R2 resina per tirafondo	Hilti HIT RE500
R1 resina per asola	Mapei Mapeflex PU65
M1 malta reoplastica fibrorinforzata	Basf Emaco SFR

I giunti di dilatazione previsti con escursione massima di +/- 50 mm sono pertanto in grado di assicurare una capacità di spostamento notevolmente superiore alla domanda derivante dal calcolo.

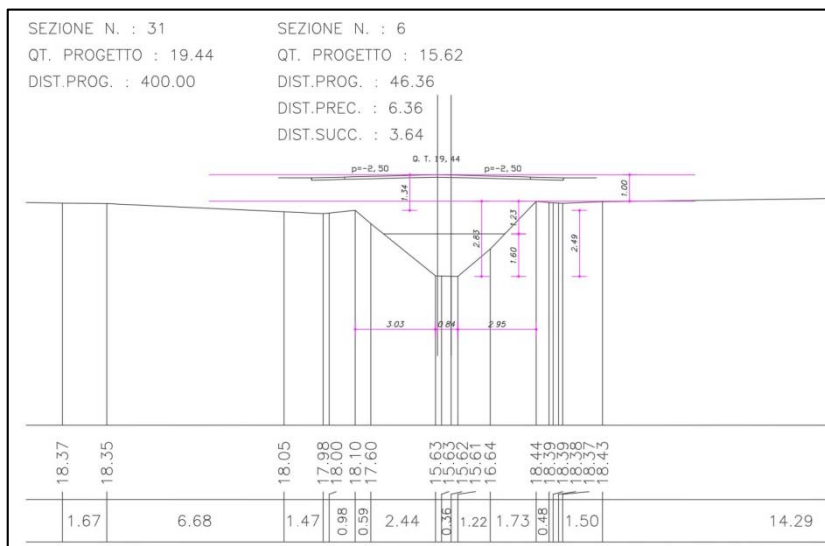
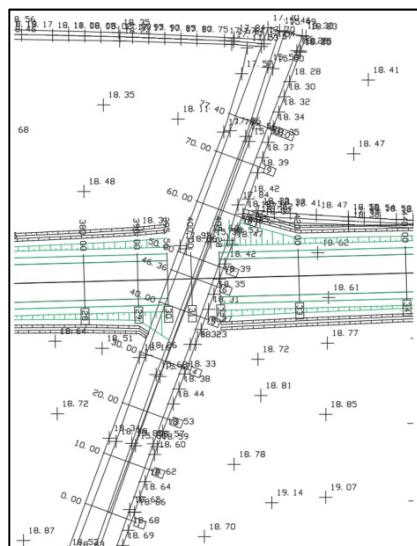
TOMBINAMENTO FOSSO MACERI

INTERVENTO DI PROGETTO

La realizzazione del tratto di collegamento di nuovo impianto tra la SP 62 e la rotonda di accesso al Casello Autostradale sulla SP 33, richiede il tombinamento del fosso a cielo aperto denominato "Maceri", in prossimità della località Case S. Antonio in Comune di Gatteo.



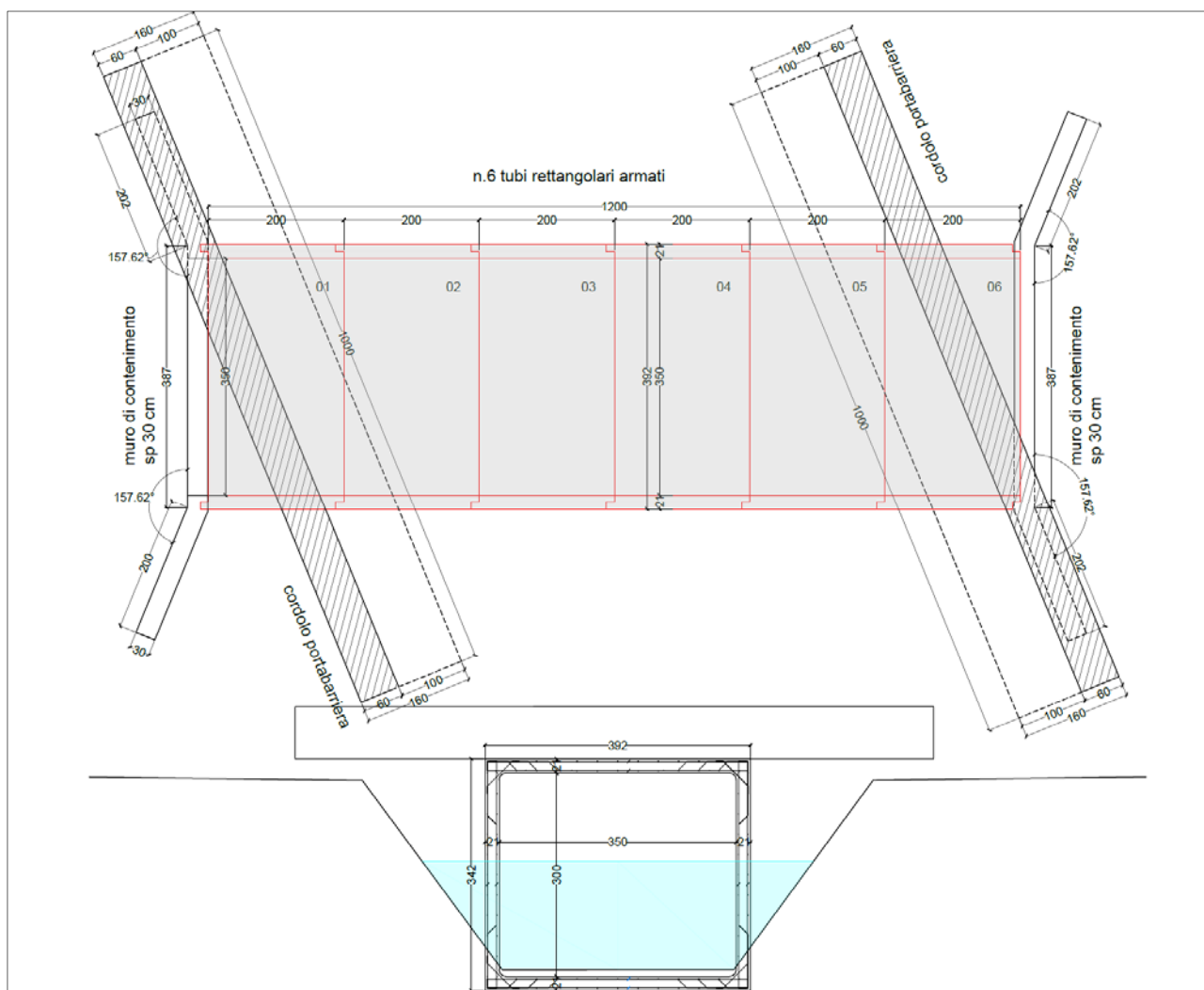
Lo studio idraulico a servizio della nuova piattaforma stradale ha condotto tutte le analisi utili alla individuazione delle opere idrauliche necessarie nelle vicinanze del centro urbano di Gatteo e nei territori dei Comuni di Gatteo e Longiano ed in particolare ha definito il previsto attraversamento del canale Maceri.



Le valutazioni idrologico – idrauliche effettuate (analisi delle piogge, curva di possibilità climatica, tempo di corrivazione, calcolo portate massime afferenti, verifiche idrauliche in moto uniforme, invarianza idraulica), richiedono una sezione per il deflusso pari a 3.00x3.00 ml.

Si prevede di realizzare il tombinamento con una struttura scatolare, muri andatori di raccordo e cordolo superiore porta – barriera.

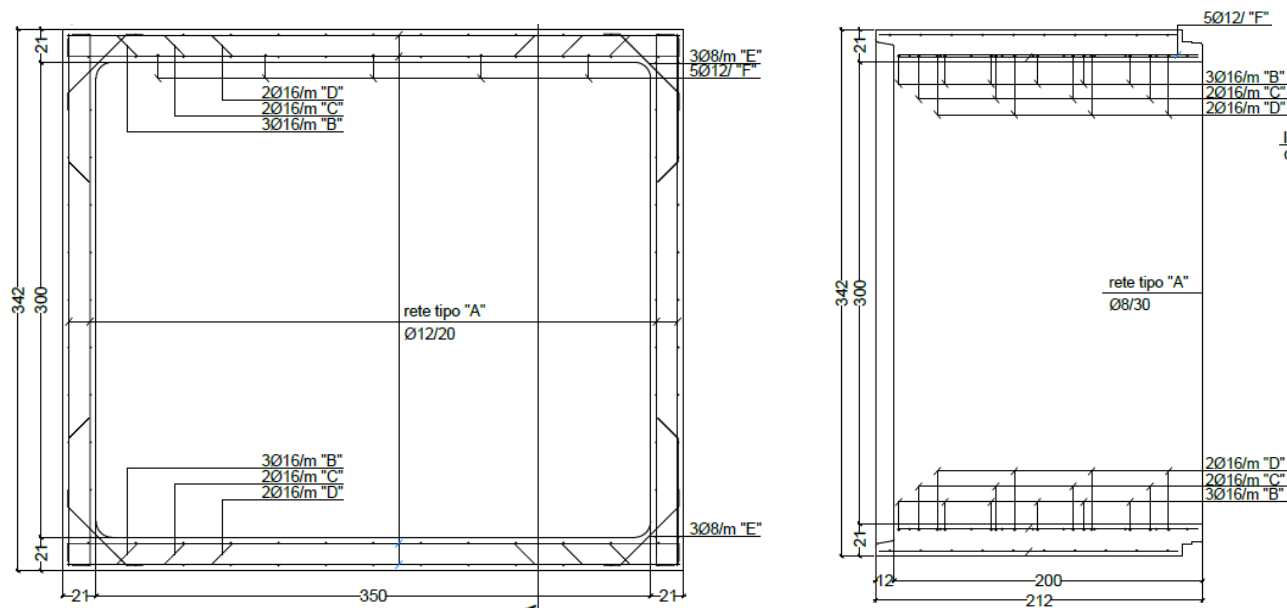
Il tombinamento verrà realizzato, con sezione maggiorata a favore di sicurezza, con elemento scatolari a sezione rettangolare di ml 3.50 x 3.00 ml, con impiego di 6 moduli di 2.00 ml, per uno sviluppo complessivo della struttura di 12.00 ml.



pianta e sezione trasversale

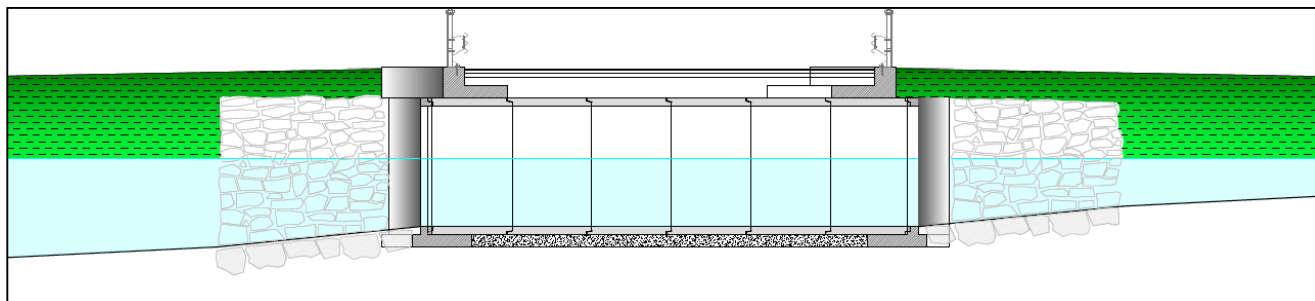
Il tubo rettangolare armato vibrocompresso con giunto a mezzo spessore consente il raggiungimento di elevate pressioni di esercizio, di notevoli profondità di posa, adattamento elastico nel terreno, stabilità alla sottopressione di falda e limitato indice di scabrezza.

Il sistema della vibrocompressione ad alimentazione ponderata, controllata da dispositivi idraulici ed elettronici, distribuisce il calcestruzzo in più strati, lungo tutta la parete interna del tubo, garantendo una compattazione omogenea della miscela, con assenza totale di deformazioni durante il processo di presa.

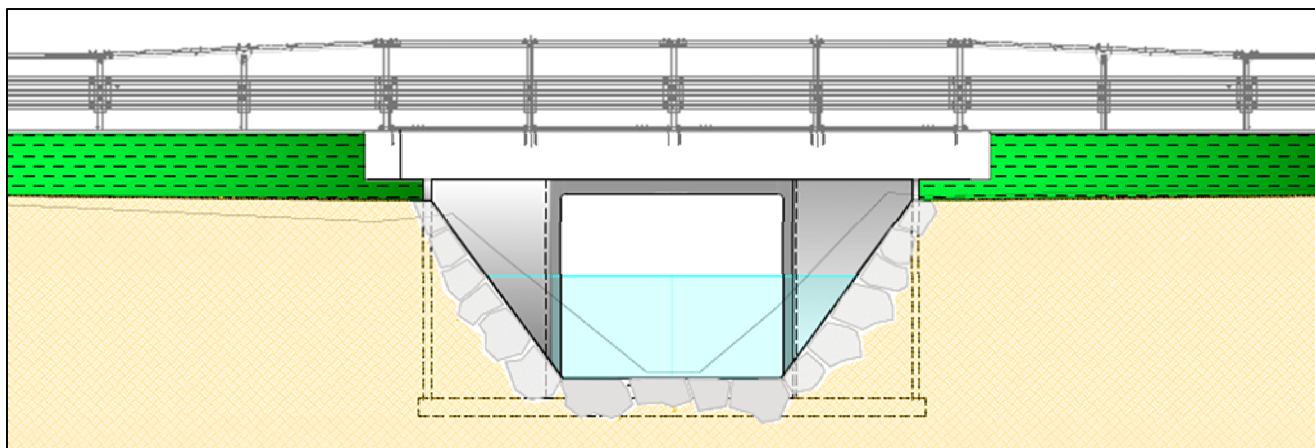


tubo rettangolare armato 350x300 cm

I muri andatori ai lati dell'imbocco avranno altezza pari a ml 3.42, sviluppo di ml 2.00 e spessore di 30 cm. La sistemazione finale del fosso sarà realizzata con la riprofilatura delle scarpate e il loro rivestimento con pietrame per opere spondali nelle zone di raccordo con lo scatolare, a monte e a valle del tombinamento. Al di sopra dei muri saranno realizzati cordoli porta-barriera con sezione ad L idonei per l'installazione delle barriere.



sezione trasversale



sezione longitudinale

TUBO RETTANGOLARE PREFABBRICATO IN CALCESTRUZZO ARMATO

RELAZIONE DI CALCOLO

PREMESSA

La relazione ha per oggetto il calcolo e la verifica di un tubo rettangolare prefabbricato in calcestruzzo armato con la forma di un parallelepipedo avente le seguenti dimensioni utili interne:

Base = 350 cm

Altezza = 300 cm

Lunghezza = 200 cm

Spessore = 21 cm

La posa è prevista sotto strada di 1^a categoria e il manufatto è sottoposto all'azione di carichi mobili (mezzo convenzionale da 600 kN a due assi per ponti di 1a categoria), con ricoprimento di terreno compreso tra:

$$10 \leq H \leq 300 \text{ cm.}$$

METODO COSTRUTTIVO E PROCEDIMENTO PER L'ESECUZIONE

Il manufatto viene prodotto con processo di fabbricazione automatico, con vibrocompressione ad alimentazione ponderata. Il ciclo consiste nel riempire di calcestruzzo la cassaforma metallica, specificatamente sagomata per la formazione del manufatto con i relativi giunti; durante la produzione, al fine di ottenere un prodotto finale qualitativamente omogeneo, l'entità della vibrocompressione è controllata da dispositivi idraulici ed elettronici che garantiscono una compattazione omogenea della miscela lungo tutte le pareti del manufatto. Dopo la formazione del manufatto, una adeguata apparecchiatura provvede al trasporto e alla sformatura in zona di stoccaggio, all'interno dello stabilimento.

Miscela di calcestruzzo (secondo UNI EN 206:2014)

Il calcestruzzo viene prodotto nel cantiere di prefabbricazione con proprio impianto di betonaggio.

Le quantità dei componenti l'impasto sono predeterminate rilevando automaticamente i valori dei volumi e dei pesi, inoltre viene sistematicamente verificato il rapporto a/c, tenendo conto dell'umidità degli inerti.

Calcestruzzo

- classe di resistenza a compressione C40/50;
- resistenza cubica caratteristica $R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$.

Acciaio

Rete elettrosaldata e barre sagomate in acciaio trafilato del tipo B450C.

Le reti elettrosaldate e le barre sagomate sono controllate in stabilimento dal produttore e dal prefabbricatore, secondo quanto stabilito dalla normativa vigente:

- resistenza a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$;
- resistenza a snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;
- allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$;
- copriferro $c = 3 \text{ cm}$.

Tipologia giunto

Giunto a mezzo spessore.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Valori caratteristici della resistenza:

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 41.5 \text{ N/mm}^2$: resistenza cilindrica a compressione del cls;

$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$: tensione di snervamento dell'acciaio.

Coefficienti di sicurezza parziali:

acciaio: $\gamma_s = 1.15$;

calcestruzzo: $\gamma_c = 1.4$ (come da D.M. 17.01.18 - 4.1.2.1.1.1 ultimo capoverso, per produzioni continuative di elementi soggetti a controllo continuativo del calcestruzzo, con coefficiente di variazione della resistenza non superiore al 10%).

Limitazioni sulle tensioni per gli Stati Limite d'Esercizio:

tensioni di compressione nel cls:

- combinazione di carico rara: $0.60 \cdot f_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$;

- combinazione di carico quasi permanente: $0.45 \cdot f_{ck} = 18.68 \text{ N/mm}^2$;

tensioni di trazione nell'acciaio:

armature ordinarie: $0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$.

Condizioni ambientali

I limiti di apertura delle fessure sono indicati in Tabella 1 (D.M. 17.01.18 – 4.1.2.2.4.5. – Tabelle 4.1.IV):

Condizione Ambientale	Combinazione di azioni	Armatura poco sensibile w_k
Aggressivo	frequente	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$
	quasi permanente	$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$

I valori di fessurazione risultanti dall'analisi consentono di classificare il manufatto come idoneo all'uso in ambienti aggressivi.

NATURA DEL TERRENO

Si è considerato un terreno avente le seguenti caratteristiche:

- angolo di attrito interno $\Phi = 30^\circ$;

- peso specifico $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$.

Ai fini della verifica sismica si è considerato un suolo di tipo C.

POSA IN OPERA

La normativa UNI-EN 14484 ai punti C.3, C.4 e C.5 fornisce raccomandazioni in merito all'installazione degli scatolari che vengono schematizzate in tabella.

ACCORDIMENTI PER UNA CORRETTA INSTALLAZIONE	
MOVIMENTAZIONE E STOCCAGGIO	Utilizzare mezzi idonei tali da garantire stabilità a movimentazione e ribaltamento tenute presenti eventuali azioni esterne meccaniche e/o agenti atmosferici.

SPESSORE DEL LETTO DI POSA	<ul style="list-style-type: none"> - Almeno 150-200 mm per fondazione granulare. - Almeno 70-100 mm per fondazione di CLS magro. - Quando è utilizzata una fondazione di calcestruzzo, dovrebbe essere interposto uno strato di materiale fine, per consentire il livellamento ed evitare il contatto diretto tra le superfici di calcestruzzo. La pendenza specificata e l'allineamento dovrebbero essere realizzati in corrispondenza del letto di posa.
POSA	<ul style="list-style-type: none"> - Posare la condotta dalla fine della pendenza. - Ispezionare elementi per verificarne pulizia ed integrità. - Calare l'elemento scatolare delicatamente sulla base preparata allineando il maschio con la femmina dell'elemento già posato. - Eliminare accumuli di acqua nello scavo.
FORMAZIONE LIVELLETTE	<ul style="list-style-type: none"> - Utilizzare apparecchiatura di alta precisione
GIUNZIONE TRA ELEMENTI	<ul style="list-style-type: none"> - Utilizzare apparecchiatura idraulica o manuale tipo TIR-FOR
RINTERRO	<ul style="list-style-type: none"> - Iniziare rinterro il più presto possibile dopo la posa dello scatolare. - Preferibile realizzare il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare in strati da 200 mm di materiale granulare. - Non usare materiali congelati od organici per il rinterro.

Per quanto non riportato in tabella si consulti la scheda tecnica del manufatto.

CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

I carichi applicati sono quelli desunti dalla normativa vigente combinati nel modo più sfavorevole.

Le verifiche di resistenza sono state eseguite nelle sezioni maggiormente sollecitate, tenuto conto del D.M. 17/01/2018 secondo il criterio degli Stati Limite.

ANALISI STATICA E VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (§ 10.2 D.M. 17.01.2018)

Schema di calcolo e modellazione della struttura scatolare

La struttura è stata schematizzata con un modello tridimensionale, utilizzando elementi shell per le solette di fondazione e copertura e per le pareti del tubo; il suolo, non reagente a trazione, è equiparato ad un letto di molle con costante elastica di Winkler pari a 3 daN/cm^3 . Per poter modellare la non linearità del terreno (annullamento delle reazioni di Winkler per spostamenti della fondazione e delle pareti che comportino il distacco tra terreno e struttura) la dimensione massima ottimale della mesh è inferiore allo spessore del manufatto.

L'analisi strutturale è condotta col metodo degli elementi finiti. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento generale. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento dei nodi (3 per ogni nodo) riferite al sistema di riferimento generale. Gli spostamenti incogniti sono ottenuti risolvendo un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dalle forze di incastro perfetto concentrate nei nodi:

$$K \cdot u = F$$

essendo:

K = matrice di rigidezza della struttura; u = vettore spostamenti nodali;

F = vettore forze nodali.

Ottenuti gli spostamenti sono valutate le sollecitazioni nei singoli elementi riferite alla terna locale dell'elemento stesso.

Semiprogetto e verifica delle sezioni

Le verifiche agli SLU a flessione e presso-tenso flessione sono effettuate sulla base del legame costitutivo parabola-rettangolo del calcestruzzo ed elastico-perfettamente plastico con deformazione ultima pari a quella massima di progetto ε_{ud} . La verifica a taglio prevede un primo controllo della resistenza in assenza di armature a taglio effettuato con la formula (4.1.23) di cui al § 4.1.2.3.5.1 del D.M. 17/01/2018; se tale controllo non dà esito positivo l'intero taglio è fatto assorbire da barre piegate a 45°.

Le verifiche delle sollecitazioni relative agli SLE vengono effettuate utilizzando i diagrammi lineari per calcestruzzo ed acciaio con coefficiente di omogeneizzazione paria 15. La verifica dell'ampiezza media delle fessure utilizza la procedura indicata nel § 4.1.2.2.4.5 del D.M. 17/01/2018.

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il codice di calcolo SISMICAD impiegato dal programma è stato interamente sviluppato dalla Concrete S.r.l. di Padova anche sulla base di algoritmi di comprovata affidabilità riportati in letteratura internazionale. La documentazione allegata al programma contiene una dettagliata esposizione delle basi teoriche dei suddetti algoritmi oltre a casi di prova e di validazione risolti e commentati.

SISMICAD è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore ad elementi finiti; un post-processore che, a soluzione avvenuta, elabora i risultati eseguendo le verifiche delle membrature e producendo i tabulati di input e output. I tabulati comprendono le combinazioni di carico e le verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi.

Affidabilità del codice utilizzato

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio

Il peso di ciascuna asta del telaio viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo in base alle caratteristiche della sezione e del materiale utilizzato:

$$w = \gamma_c \cdot s \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 25 \cdot 0.21 \cdot 1 = 5.25 \text{ kN/m}$$

essendo s lo spessore della sezione considerata in metri.

Peso del rinterro

Sulla soletta superiore del manufatto agisce il peso del terreno sovrastante:

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,10} = 19 \cdot 0.1 = 1.9 \text{ kN/m} \quad \text{per } H = 10 \text{ cm;}$$

$$p_{t,v,H} = \gamma_t \cdot H \cdot 1 \text{ (kN/m)} \Rightarrow p_{t,v,300} = (19 \cdot 0.1 + 18 \cdot 2.9) = 54.1 \text{ kN/m} \quad \text{per } H = 300 \text{ cm;}$$

peso manto stradale = 19 kN/m^3 .

Spinta del terreno

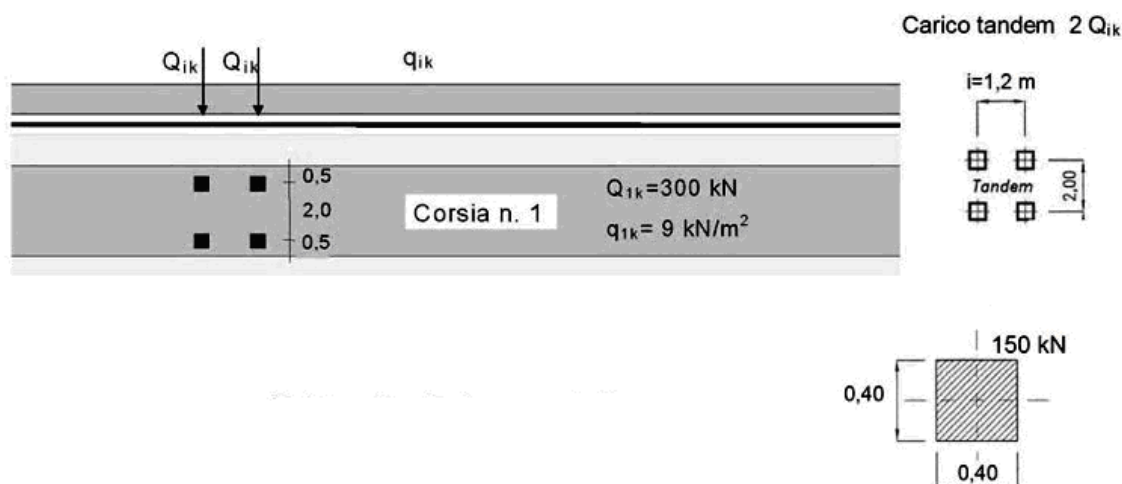
Sulle pareti laterali del manufatto, la spinta orizzontale del terreno varia con la profondità y secondo la formula:

$$s_{t,o,y} = K_0 \cdot \gamma_t \cdot y \cdot 1 \text{ (kN/m)} = 18 \cdot 0.5 = 9 \cdot y \text{ kN/m;}$$

essendo: $K_0 = (1 - \sin \phi) = 0.5$ coefficiente di spinta a riposo.

Sovraccarico mobile

Per le azioni variabili da traffico si è assunto lo schema di carico 1 (verifiche globali) applicato con asse della condotta ortogonale o parallelo all'asse della strada, relativo a un mezzo convenzionale a due assi da 600 kN.



Ciascun elemento prefabbricato si può considerare staticamente indipendente rispetto agli elementi adiacenti.

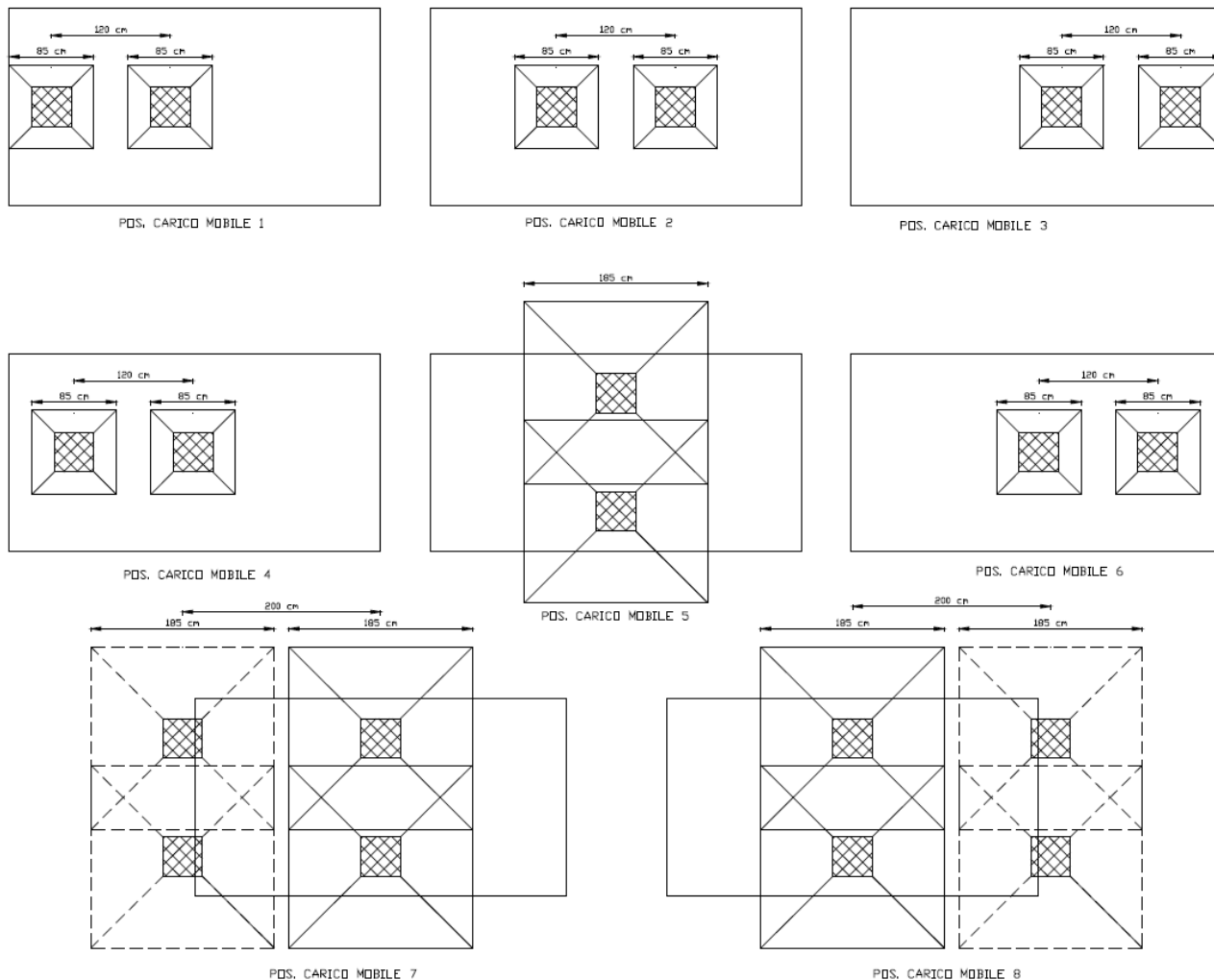
L'impronta di carico da 150 kN si diffonde nel terreno con un angolo di 45° rispetto all'asse verticale, e si distribuisce fino alla linea media della soletta di copertura su aree di diversa estensione in funzione della profondità considerata nonché dello spessore del manufatto in oggetto. Si considerano le posizioni del carico mobile indicate in figura. Chiamato $Q_{s,v,h}$ il carico verticale alla profondità h indotto dalla singola impronta, si ha:

$$Q_{v,10} = 150 \text{ kN} / (0.81 \cdot 0.81) = 228.6 \text{ kN/m}^2$$

nel modello di calcolo si considerano 4 forze concentrate applicate ai nodi, corrispondenti ad una distribuzione su un'area di $0.81 \cdot 0.81 \text{ m}^2$ ($F_z = 150 \text{ kN}/4 = 37.5 \text{ kN}$);

$$Q_{v,300} = (4 \cdot 150 \text{ kN}) / (6.61 \cdot 6.61) = 13.73 \text{ kN/m}^2$$

data l'entità del rinterro si hanno condizioni tali da determinare una parziale sovrapposizione delle 4 impronte di carico mobile agenti sul piano stradale.



Posizioni di carico mobile considerate con rinterro minore

Si considera infine il contributo del carico uniformemente distribuito:

$$q_{i,k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

Nel caso di condotta con asse parallelo a quello della strada (con corsia soprastante la soletta – posizione di carico mobile 5-7-8), il minimo ricoprimento atto al soddisfacimento delle verifiche risulta pari a:

$$H_{\text{MIN,PAR}} = 60 \text{ cm}$$

Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

Le azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione sono trascurate. si assume quanto riportato nell'appendice A.4 della norma armonizzata UNI EN 14844-2012 "*Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – Elementi scatolari*" dove è riportato: "Si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari".

Incremento della spinta laterale per sovraccarico mobile

Il sovraccarico mobile dà luogo ad una spinta orizzontale sulle pareti laterali costante e dipendente dallo spessore del rinterro. La spinta viene calcolata ad una profondità media pari a metà altezza del tubo, e considerata uniformemente distribuita su tutta l'altezza:

- per $H = 10$ cm si considera la spinta agente sulla parete con differenti posizioni del sovraccarico mobile.

La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 181$ cm:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,181} = 0.5 \cdot 9.3 = 4.64 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = 150 / (0.4 + 2 \cdot 1.81)^2 = 9.3 \text{ kN/m}^2;$$

- per $H = 300$ cm si considera la spinta agente su entrambe le pareti. La profondità di calcolo è in questo caso pari ad $H^* = 471$ cm con la sovrapposizione di tutte le impronte di carico:

$$s_{q,o,h} = K_0 \cdot q_{v,H^*} \text{ (kN/m)} \Rightarrow s_{q,o,471} = 0.5 \cdot 6.22 = 3.11 \text{ kN/m}^2;$$

$$\text{dove: } q_{v,H^*} = (4 \cdot 150) / (0.4 + 2 \cdot 4.71)^2 = 6.2 \text{ kN/m}^2.$$

Si considera infine la spinta dovuta al carico uniformemente distribuito:

$$s_{q,i,k} = K_0 \cdot q_{i,k} \text{ (kN/m)} = 0.5 \cdot 9 = 4.5 \text{ kN/m}^2.$$

Peso e spinta dell'acqua interna

In presenza di un battente interno d'acqua al livello dell'intradosso della soletta superiore si ha una spinta idrostatica costante gravante sulla soletta inferiore e una variabile sulle pareti laterali interne.

$$q_{H20,inf} = \gamma_{H20} \cdot h_{H20,int} = 10 \cdot 3.00 = 30 \text{ kN/m}^2$$

la spinta orizzontale dell'acqua varia con l'altezza y secondo la relazione:

$$q_{H20, parete} = \gamma_{H2O} \cdot h = 10 \cdot y \text{ (kN/m)}.$$

Analisi sismica

Le azioni sismiche sono calcolate in accordo con il D.M. 17.01.18 - § 7.11.6.2.1 riguardante il progetto sismico di opere di sostegno dei terreni. Si considera il cuneo di terreno, ipotizzato in condizioni di "riposo", che insiste sull'altezza dello scatolare corretto in base ai coefficienti di amplificazione. Le pressioni sismiche esercitate dal terreno sulle pareti (in aggiunta a quelle statiche) sono calcolate sulla base del coefficiente sismico orizzontale k_h . Il diagramma di tali pressioni è considerato uniforme e di intensità costante pari a:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot H$$

essendo:

- $K_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \cdot \frac{S_T S_S a_g}{g} = 0.4725$ il coefficiente sismico orizzontale;
- $a_g/g = 0.45$ relativamente alla combinazione SLV con riferimento ai valori più elevati di accelerazione al suolo riscontrabili in Italia (zona tra Gemona del Friuli e Idria, Sicilia Orientale) ipotizzando una classe d'uso IV e una vita utile pari a 100 anni;
- $S_S = 1.05$ effetto d'amplificazione stratigrafica (suolo di tipo C) riferito ai contesti geografici anzidetti;
- $S_T = 1$ effetto d'amplificazione topografica (D.M. 17.01.18 tab. 3.2.VI);
- $\beta_m = 1$ poiché il manufatto è una struttura scatolare interrata non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (D.M. 17.01.18 § 7.11.6.2.1);
- $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ peso specifico del terreno;
- $H = 3.21 \text{ m}$ l'altezza utile dello scatolare.

Tali pressioni sono assunte agenti nella stessa direzione rispettivamente per sisma +X (SISMA SX) e -X (SISMA DX) per entrambe le pareti:

$$q = k_h \cdot \gamma_t \cdot h = 0.4725 \cdot 18 \cdot 3.21 = 27.3 \text{ kN/m}^2.$$

Coefficienti d'amplificazione dei carichi

I coefficienti amplificativi utilizzano le combinazioni da ponti di 1° categoria e sono riassunti in tabella:

Stato limite di resistenza della struttura (Combinazioni A1 come da DM 17/01/2018 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali	1.35
Permanenti non strutturali (Terreno)	1.50
Variabili da traffico	1.35
Variabili (Acqua interna)	1 (Favorevole)
Azioni Sismiche (DM 17/01/2018 - 3.2.4)	
Combinazione di carico	$F = G1+G2+E+ \Psi_{2Q}$
Ψ_2	0.2
Stato Limite Pressione sul Terreno (Combinazioni A2 come da DM 17/01/2018 Tab 5.1.V)	
Permanenti strutturali (Terreno, Peso Proprio)	1.00
Variabili da traffico (Q, Distribuiti)	1.15
Variabili (Acqua interna)	1.3
Stati Limite di Esercizio (DM 17/01/2018 par. 2.5.3 con i coefficienti in Tab 5.1.VI)	

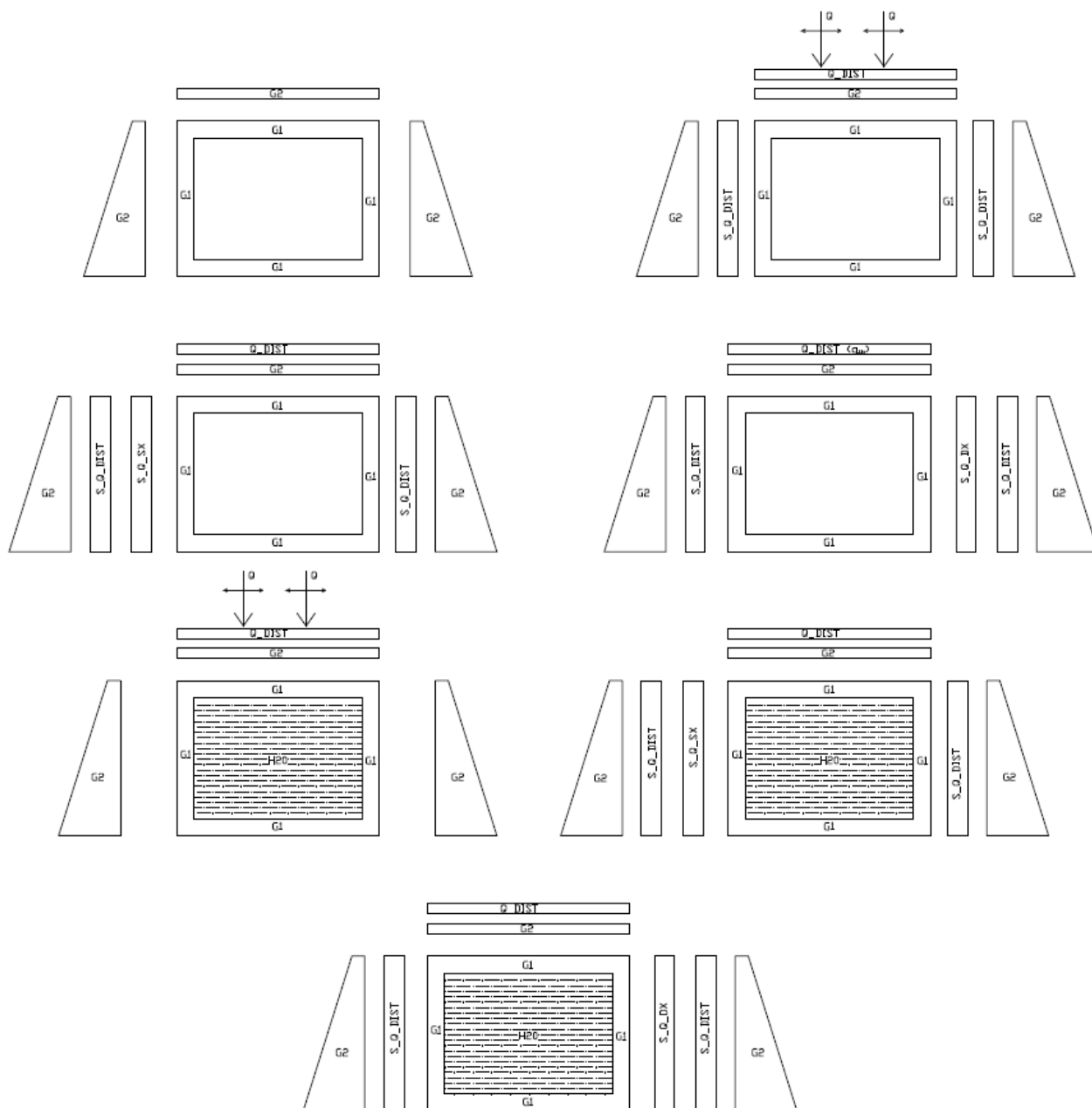
essendo:

- G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (terreno);
- Q il carico accidentale dovuto al traffico.

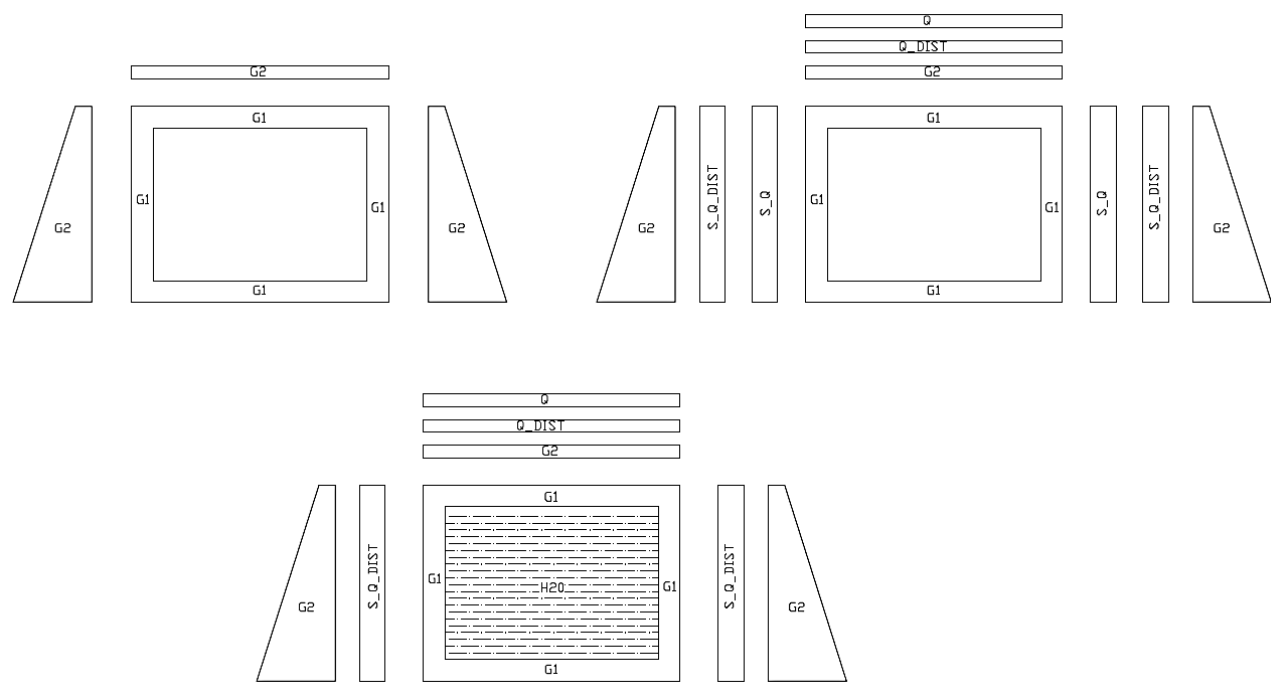
COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si fornisce una rappresentazione delle combinazioni di carico a scopo qualitativo distinguendo in base al rinterro e alla presenza del battente d'acqua interno. Le frecce orizzontali indicate sulle impronte del carico mobile indicano la possibile presenza di diverse disposizioni di quest'ultimo come già evidenziato in figura. Le condizioni elementari di carico indicate devono essere amplificate secondo i coefficienti previsti da normativa e riportati in tabella.

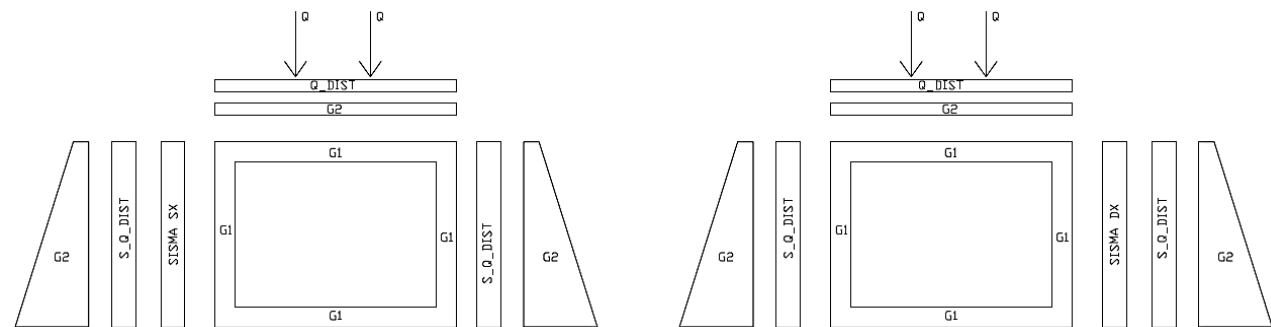
Combinazioni agli SLU con rinterro minore



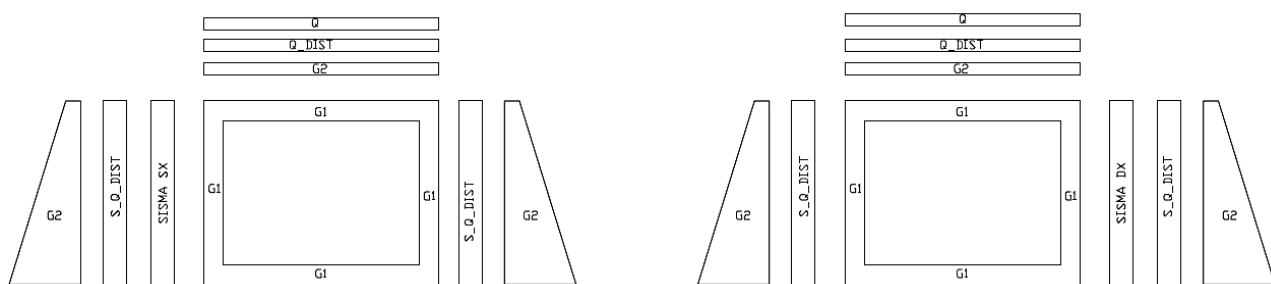
Combinazioni agli SLU con rinterro maggiore



Combinazioni sismiche con rinterro minore



Combinazioni sismiche con rinterro maggiore



Legenda

- $G1$ = peso proprio;
- $G2$ = carichi permanenti non strutturali (terreno); Q_DIST = carico distribuito da traffico;
- Q = impronta di carico mobile;
- S_Q_DIST = spinta dovuta al carico distribuito da traffico;
- S_Q_SX = spinta in parete sinistra dovuta alle impronte del carico mobile; S_Q_DX = spinta in parete destra dovuta alle impronte del carico mobile; H_2O = battente d'acqua interno;
- $SISMA_SX$ = carico distribuito uniforme sulla parete sinistra dovuto all'azione sismica; $SISMA_DX$ = carico distribuito uniforme sulla parete destra dovuto all'azione sismica.

VERIFICHE ELEMENTI SCATOLARI

In aggiunta alle verifiche presenti si riportano in seguito:

- La verifica a taglio delle solette;
- La verifica delle armature delle facce interne di parete;
- La verifica di deformazione della soletta superiore;
- La verifica a punzonamento;
- La verifica del terminale.

Verifica a taglio delle solette

Soletta superiore

Si considera uno schema semplificato di trave in doppio appoggio soggetta a un carico distribuito e due impronte di carico simmetriche da mezzi di 1a categoria. Lo scatolare presenta una luce effettiva $l = 3.71$ m.

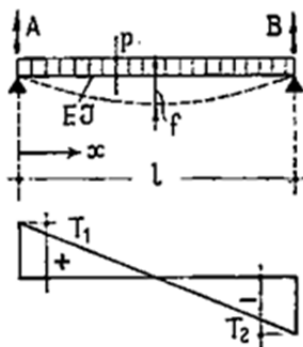
Allo SLU si considerano i seguenti carichi distribuiti amplificati con i coefficienti indicati in tabella:

$1.35 \cdot 5.25 \text{ kN/m}^3$	peso proprio	$= 7.09 \text{ kN/m}$
$1.35 \cdot 9 \text{ kN/m}^2$	carico distribuito da traffico	$= 12.2 \text{ kN/m}$
$1.5 \cdot 1.9 \text{ kN/m}^3$	peso ricoprimento 10 cm	$= 2.85 \text{ kN/m}$
TOT. $\cong 22.1 \text{ kN/m}$.		

Totale carichi distribuiti (considerando la lunghezza del manufatto) $p = 22.1 \cdot 2 = 44.3 \text{ kN/m}$.

Considerando due impronte di carico da 150 kN diffuse su un'area di lato $c = 0.81$ m si ha:

Carico distribuito su impronta $P = 1.35 \cdot 150 / 0.81 = 250 \text{ kN/m}$.

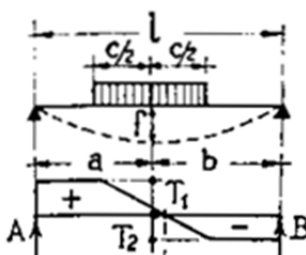


$$A = B = p l / 2$$

$$T_1 = A = p l / 2$$

$$T_2 = -B = -p l / 2$$

$$T_x = p (l - 2x) / 2$$



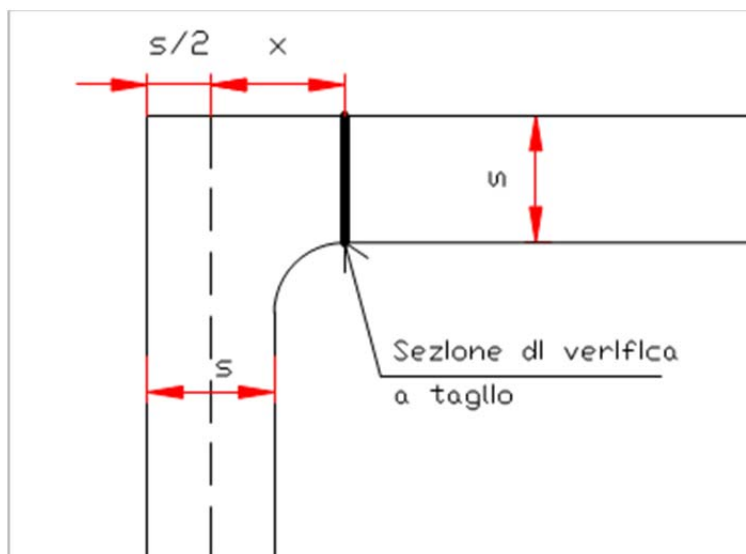
$$A = p b c / l; B = p a c / l$$

$$T_1 = A; T_2 = -B$$

$$M_{1-2} = p a b c (2l - c) / 2 l$$

$$x_0 = a + \frac{c(l-a)}{2l}$$

Sollecitazioni taglianti per trave in doppio appoggio con carico distribuito sulla luce (sinistra) e parzializzato (destra)



Sezione di verifica a taglio

Sovrapponendo gli effetti di un carico distribuito uniforme e delle impronte di carico mobile da 150 kN, in aderenza allo schema, si considera la sezione di verifica a $x = 0.205$ m dall'asse della parete sinistra, dove lo spessore dello scatolare è quello minimo nominale:

$$V_{Ed} = p \cdot (l/2 - x) + P/l \cdot (c \cdot b_1 + c \cdot b_2) = 72.9 + 169.2 + 103.7 = 345.8 \text{ kN}$$

essendo:

- $P = 250$ kN/m l'entità dell'impronta da carico mobile;
- $b_1 = 3.1$ m distanza tra B e l'asse della prima impronta di carico mobile;
- $b_2 = 1.9$ m distanza tra B e l'asse della seconda impronta di carico mobile.

La resistenza al taglio dell'elemento sprovvisto di armatura specifica resistente al taglio, trascurando lo sforzo normale a vantaggio di sicurezza, secondo la formula del T.U. al punto 4.1.2.3.5.1, è data da:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/2}}{\gamma_c} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} \cdot b_w \cdot d$$

essendo:

$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.638 \text{ MPa}$	tensione resistente minima del cls;
$k = \min (1 + (200/d)^{1/2}; 2) = 2.00$	termine legato all'effetto ingranamento;
$f_{ck} = 41.5 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica caratteristica del cls;
$d = 164.5 \text{ mm}$	altezza utile della sezione;
$\rho_1 = A_{s1}/(b_w d) = 0.0119$	rapporto geometrico di armatura longitudinale;
$A_{s1} = 3945 \text{ mm}^2$	area armatura longitudinale ($10\Phi 12 + 14\Phi 16$);
$b_w = 2000 \text{ mm}$	larghezza della sezione (striscia di calcolo considerata).

$$V_{Rd} = 311.2 \text{ kN} < V_{Ed} = 345.8 \text{ kN}$$

La sezione non è verificata senza armatura specifica.

Considerando ora il contributo dei ferri piegati a 45° e con riferimento all'armatura aggiuntiva, la resistenza di calcolo a "taglio" trazione si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della soletta è la minore delle due anzidette:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove d , b_w e σ_{cp} hanno i valori sopra calcolati.

Inoltre si è posto:

$\alpha = 45^\circ$	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta = 21.8^\circ$	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;
$f_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 12.6 \text{ MPa}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
$f_{yd} = 391.3 \text{ Mpa}$	tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;
$\alpha_c = 1$	coefficiente maggiorativo funzione del grado di compressione della membratura;
$A_{sw} = 1206 \text{ mm}^2$	area dell'armatura trasversale resistente a taglio ($6\Phi 16$);
$s = 300 \text{ mm}$	passo delle barre inclinate (distanza di riduzione del taglio).

Il valore minimo è quello di resistenza a "taglio trazione":

$$V_{Rd} (= V_{Rsd}) = 576.8 \text{ kN} > 345.8 \text{ kN}$$

Soletta inferiore

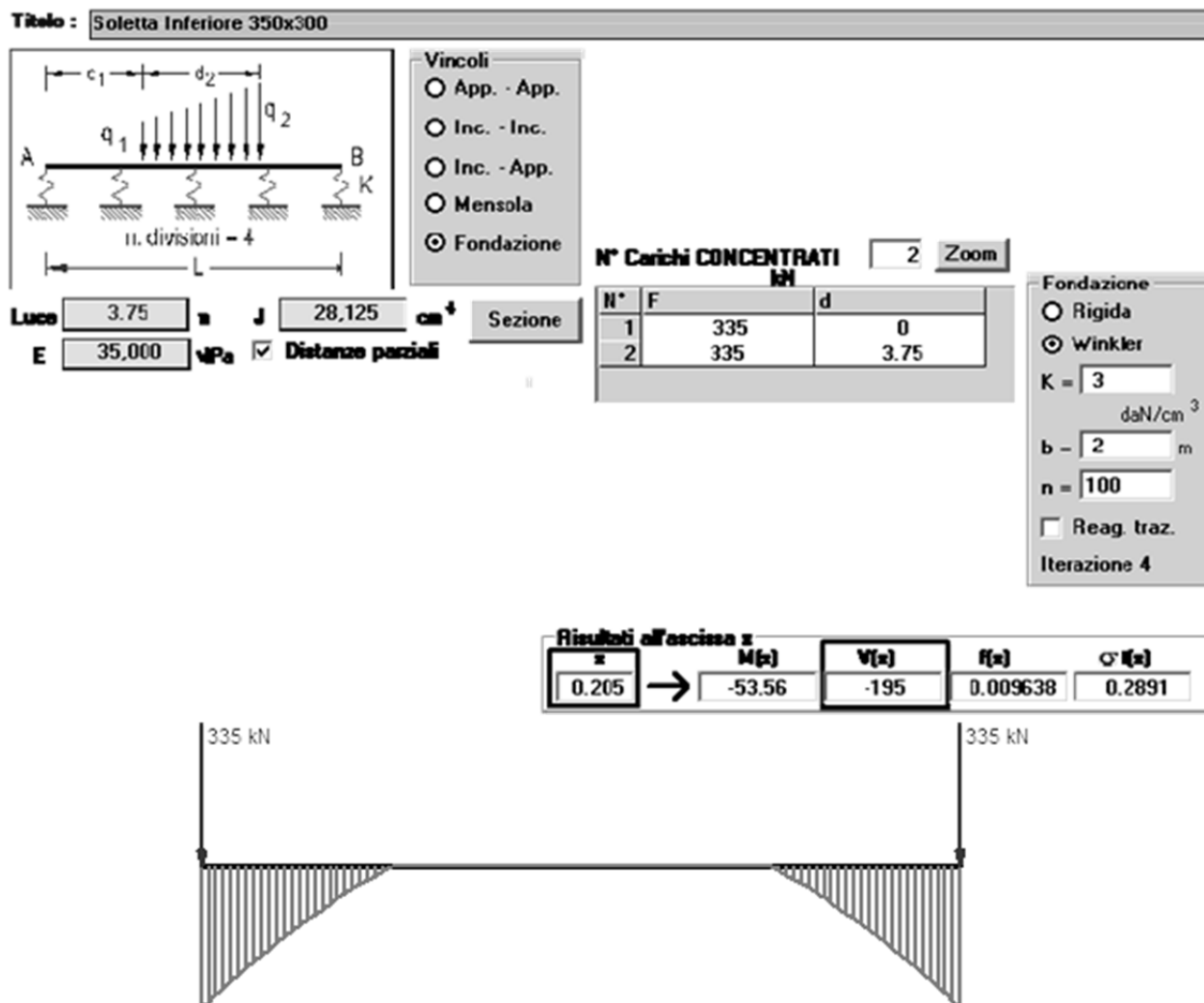
Si considera uno schema semplificato di trave su suolo elastico alla Winkler (coefficiente 3 daN/cm^3) soggetta a due carichi concentrati identici alle estremità amplificati con i coefficienti previsti per normativa da ponte (come da D.M. 17/01/2018). Si trascura, a vantaggio di sicurezza, il momento di trasporto dalle pareti.

$(1.35 \cdot 9) \cdot 7.42 = 90.2 \text{ kN}$	carico distribuito da traffico;
$(1.5 \cdot 1.9) \cdot 7.42 = 21.1 \text{ kN}$	peso ricoprimento 10 cm (binder);
$1.35 \cdot 300 = 405.0 \text{ kN}$	doppia impronta da carico mobile;
$1.35 \cdot 114 = 154.0 \text{ kN}$	peso proprio al netto della soletta inferiore;

TOT. = 670.3 kN.

Carichi concentrati d'estremità $F = 670.3 / 2 \cong 335 \text{ kN}$.

La sollecitazione tagliente $|V_{Ed}| = |-195.0| \text{ kN}$ è inferiore rispetto alla soletta superiore pertanto, essendo l'armatura speculare a quella prevista in soletta superiore, compresi i ferri aggiuntivi, la verifica è soddisfatta.



Verifica armature delle facce interne di parete

Si fa riferimento all'Appendice A.2 della Norma UNI EN 14844, inerente l'armatura minima prevista in parete per la progettazione degli elementi scatolari.

Allo SLU essa dovrebbe essere in grado di resistere a un momento flettente pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot H_e \cdot 3 \text{ kNm/m}$$

essendo H_e la luce effettiva della parete in metri.

Quest'ultima corrisponde ad un momento minimo sulle pareti dello scatolare pari a:

$$M_0 = 0.8 \cdot 3.21^3 = 26.5 \text{ kNm/m} < M_{lim} = 60.2 \text{ kNm/m};$$

dove M_{lim} è il momento limite ottenuto dall'analisi agli elementi finiti considerando una sezione di lunghezza pari a un metro.

Verifica di deformazione della soletta superiore

Si fa riferimento all'Appendice A.5 della Norma UNI EN 14844, riguardante la deformazione dovuta a carichi accidentali qualora la profondità del rinterro risulti minore del minimo raccomandato pari a 200 mm.

La verifica a deformazione richiesta in mezzzeria si valuta con al seguente formula:

$$f_0 < f_{lim} = 20 \cdot M \cdot W_e^2 / (L \cdot t_r^3)$$

essendo:

f_0 = la deformazione effettiva della sezione di mezzzeria; f_{lim} = la deformazione limite della sezione di mezzzeria;

M = momento massimo sulla luce libera in condizioni d'esercizio frequenti e dovuto solo a carico accidentale di superficie;

W_e = luce effettiva della soletta;

L = lunghezza dell'elemento;

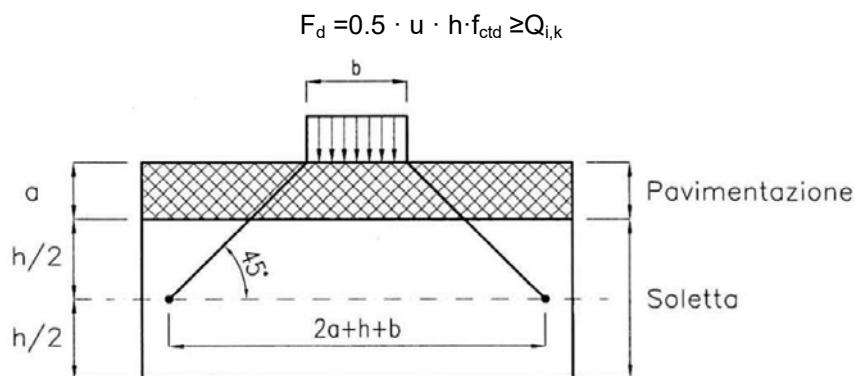
t_r = spessore della soletta.

Dalla relazione anzidetta si ottiene, nelle condizioni più gravose di carico accidentale:

$$f_0 = 2.78 \text{ mm} < f_{lim} = 18.8 \text{ mm}.$$

Verifica a punzonamento

La verifica locale a punzonamento secondo il D.M. 17/01/2018 al punto 5.1.3.3.6 è valutata considerando un carico da 200 kN distribuito su un'impronta rettangolare con larghezza 60 cm e altezza 35 cm (schema di carico 2 previsto dal D.M. 17/01/2018 al punto 5.1.3.3.3) e una diffusione con un'angolazione pari a 45° fino al piano medio della struttura della soletta sottostante come da figura. Si ha:



Diffusione dei carichi concentrati nella soletta superiore

essendo:

F_d = il valore limite della forza resistente al punzonamento in Newton;

d = l'altezza utile della soletta nella sezione di verifica;

f_{ctd} = resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot R_{ck,cls}^{\frac{2}{3}}}{1.4} = 1.83 \text{ Mpa}$$

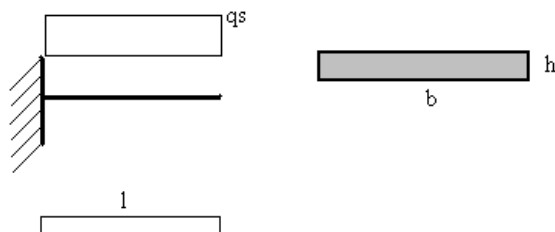
$Q_{i,k} = 200000 \text{ N} \cdot 1.35 = 270000 \text{ N}$ valore amplificato allo SLU della singola impronta di carico;

u = perimetro di punzonamento sul piano medio della soletta.

Dalla relazione anzidetta si ottiene: $F_d = 0.5 \cdot 164.5 \cdot 1.83 \cdot 3540 = 533719.3 \text{ N} > Q_{i,k} = 270000 \text{ N}$.

Verifica del terminale con carico mobile

Il giunto è stato schematizzato come una mensola larga $b = 100 \text{ cm}$ e alta $h = 12.0 \text{ cm}$ e di lunghezza $l = 12 \text{ cm}$.



Schema statico giunto

Si ipotizza una singola impronta di carico Q_{ik} da 200 kN (schema di carico 2 – verifiche locali come da D.M. 17/01/2018) agente su un'area di lato pari a 80 x 105 cm in corrispondenza del giunto. Considerandola agente su tutta la larghezza b si ha un carico distribuito dovuto all'impronta pari a:

$$q_a = 200 / 0.8 = 250 \text{ kN/m};$$

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_Q = 1.35$) $\Rightarrow q_{as} = 1.35 \cdot q_a = 337.5 \text{ kN/m}$.

Si considera inoltre il peso del rinterro per $H = 10 \text{ cm}$: $q_r = 1.9 \text{ kN/m}$;

- per una combinazione agli SLU ($\gamma_G = 1.5$) $\Rightarrow q_{rs} = 1.5 \cdot q_r = 2.9 \text{ kN/m}$.

Il carico complessivo è: $q_s = q_{rs} + q_{as} \cong 340 \text{ kN/m}$.

Ai fini della verifica si considera la sezione non armata. Si ha pertanto:

$$|M_{Ed}| = |- 340 \cdot 0.122 / 2| = |-2.5| \text{ kNm} < |M_{Rd}| = 10.4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 340 \cdot 0.12 = 40.8 \text{ kN} < V_{Rd} = v_{min} \cdot b \cdot h = 76.5 \text{ kN}$$

Pressione massima trasmessa al suolo

Nella valutazione della pressione massima trasmessa al suolo si è adoperata la condizione di carico GEO prevista per ponti con i coefficienti riportati in tabella 4 nella condizione più gravosa di minimo ricoprimento.

Nella combinazione in presenza di acqua interna si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p1} = (15300 \cdot 1 + 1400 \cdot 1 + 41700 \cdot 1.15 + 21000 \cdot 1.3) / (371 \cdot 200) = 91955 / 74200 \cong 1.2 \text{ daN/cm}^2.$$

Nella combinazione in assenza di acqua interna si ha una pressione trasmessa al suolo pari a:

$$\sigma_{p2} = (15300 \cdot 1 + 1400 \cdot 1 + 41700 \cdot 1.15) / (371 \cdot 200) = 64655 / 74200 \cong 0.9 \text{ daN/cm}^2;$$

essendo:

$G1 \cong 15300 \text{ daN}$ Peso dello scatolare;

$G2 \cong 1400 \text{ daN}$ Peso del ricoprimento;

$Q \cong 41700 \text{ daN}$ Peso dovuto ai carichi da traffico;
 $W \cong 21000 \text{ daN}$ Peso dell'acqua interna.

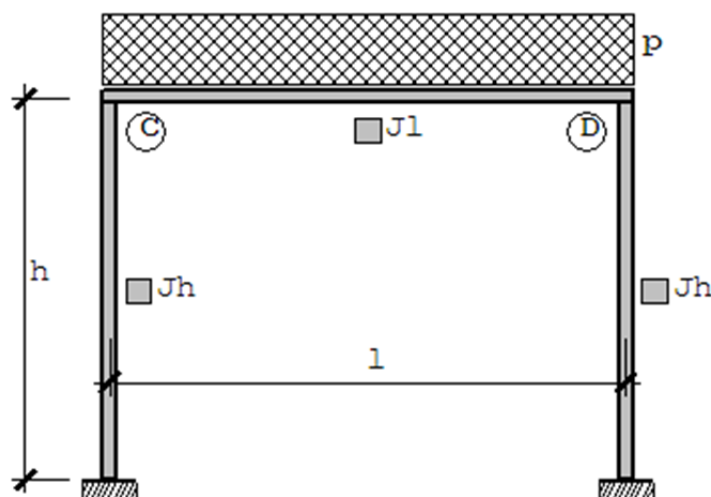
* La condizione di massimo ricoprimento, a parità di carichi in soletta superiore, è certamente più favorevole poiché interviene l'attrito tra terreno e pareti del manufatto, inoltre la capacità portante del terreno di fondazione a maggiori profondità è generalmente più elevata.

Verifica d'accettabilità dei risultati

Si considera uno schema semplificato di telaio incastrato alla base soggetto a un carico uniforme sulla traversa, trascurando le spinte laterali sulle pareti.

Il valore teorico del momento in mezzzeria è pari a:

$$M_{max} = M_{1/2} = \frac{pl^2}{8} - \frac{pl^2}{6 \cdot (2 + k)} \cong 109.4 \text{ kNm}$$



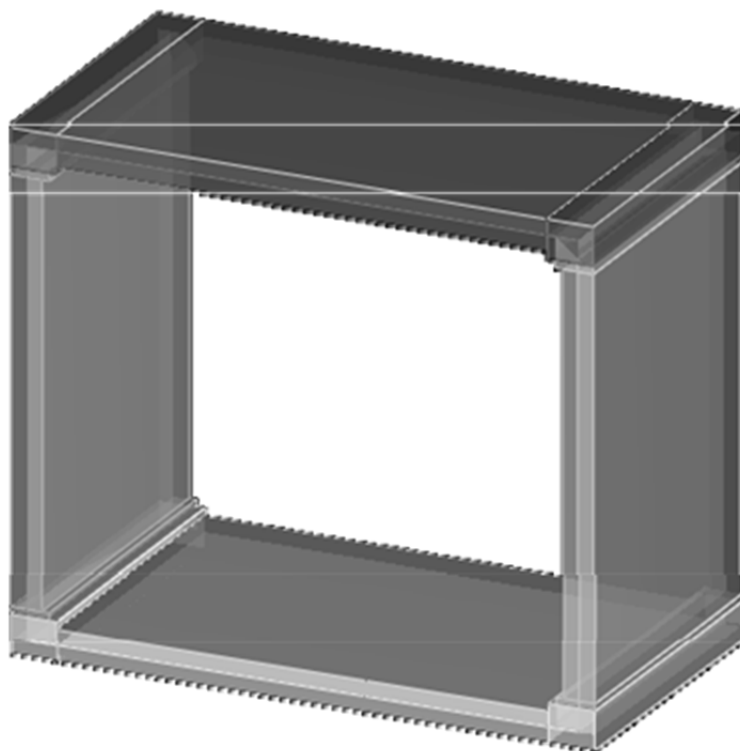
Schema statico semplificato

essendo:

$l = 3.71 \text{ m}$ luce effettiva della soletta;
 $h = 3.21 \text{ m}$ altezza effettiva del manufatto;
 $p = 119 \text{ kN/m}$ carico distribuito agente su una fascia di 1 metro di lunghezza;
 $k = \frac{J_l}{J_h} \cdot \frac{h}{l} = \frac{h}{l} = 0.87$ dal momento che i momenti d'inerzia di pareti e solette sono identici.

Il momento così ottenuto è confrontabile (scostamento < 7%) con la sollecitazione flettente della sezione di mezzzeria verticale della soletta superiore: $M_{Ed, SISMICAD} = 101.9 \text{ kNm}$.

TABULATI



Materiali c.a.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

R_{ck} : Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E : Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m²]

Γ : Peso specifico del materiale. [kN/m³]

ν : Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. [-].

G : Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

α : Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	R_{ck}	E	Γ	ν	G	α
C40/50	50000	35547105	25	0.1	16157775	0.00001

Armature

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

f_{yk} : Resistenza caratteristica. [kN/m²]

σ_{amm} : Tensione ammissibile. [kN/m²] Tipo: Tipo di barra.

E : Modulo di elasticità longitudinale del materiale. [kN/m²]

Γ : Peso specifico del materiale. [kN/m³]

ν : Coefficiente di Poisson, viene impiegato nella modellazione di elementi bidimensionali. [-].

G : Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

α : Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	f_{yk}	σ_{amm}	Tipo	E	Γ	ν	G	α
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	2.06E08	78.5	0.3	79230769	0.000012

Terreni

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Coesione: Coesione del terreno. [kN/m²]

Attrito interno: Angolo di attrito interno del terreno. [deg]

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno-cla. [deg]

Adesione: Coeff. di adesione della coesione all'interfaccia terreno-cla. [-].

K₀: Coefficiente di spinta a riposo del terreno. [-].

Gamma naturale: Peso specifico naturale del terreno in sito, assegnato alle zone non immerse. [kN/m³]

Descrizione	Coesione	Attrito interno	Delta	Adesione	K0	Gamma naturale
limi argillosi e/o argille limose	0	30	0	0	0.5	18

AZIONI E CARICHI

Condizioni elementari di carico

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Psi0: Coefficiente moltiplicatore Psi0. [-].

Psi1: Coefficiente moltiplicatore Psi1. [-].

Psi2: Coefficiente moltiplicatore Psi2. [-].

Descrizione	Psi0	Psi1	Psi2
Permanenti	0	0	0
G H1	0.75	0.75	0
Q H1 T1	0.75	0.75	0
Q H1 T2	0.75	0.75	0
Q H1 T3	0.75	0.75	0
Q H1 T4	0.75	0.75	0
Q H1 T5	0.75	0.75	0
Q H1 T6	0.75	0.75	0
Q H1 Dist	0.75	0.75	0
S G H1	0.75	0.75	0
S Sx Q H1	0.75	0.75	0
S Dx Q H1	0.75	0.75	0
S Dist H1	0.75	0.75	0
G H2	0.75	0.75	0
Q H2	0.75	0.75	0
Q H2 Dist	0.75	0.75	0
S G H2	0.75	0.75	0
S Q H2	0.75	0.75	0
S Q Dist H2	0.75	0.75	0
Sisma Sx	0.75	0.75	0
Sisma Dx	0.75	0.75	0
H20 Int	0.75	0.75	0
Q H3 Parall	0.75	0.75	0
S Sx Q H3	0.75	0.75	0
S Dx Q H3	0.75	0.75	0
G H3	0.75	0.75	0
S G H3 Parall	0.75	0.75	0

Combinazioni di carico

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Famiglia Limite ultimo

Nome	Per m.	G H 1	Q H 1 T 1	Q H 1 T 2	Q H 1 T 3	Q H 1 T 4	Q H 1 T 5	Q H 1 T 6	Q H 1 D ist	S G _H1	S S x Q _H1	S D x Q _H1	S D _ist _H1	G H 2	Q H 2	Q H 2 D ist	S G _H2	S Q _H2	S Q Di st _H2	Sis ma Sx	Sis ma Dx	H20 In t	Q H 3 P ara ll	S S x Q _H3	S D x Q _H3	G H 3	S G H3 Pa ral l	
(1.35G1+1.5G2)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 1)-H1	1.3 5	1.5	1.3 5	0	0	0	0	0	1.3 5	1.5	1.3 5	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 2)-H1	1.3 5	1.5	1.3 5	0	1.3 5	0	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 3)-H1	1.3 5	1.5	0	1.3 5	0	0	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 4)-H1	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	1.3 5	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 5)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	0	1.3 5	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 6)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	1.3 5	0	1.3 5	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 7)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	0	0	1.3 5	1.3 5	1.5	0	1.3 5	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 1+1A)-H1	1.3 5	1.5	1.3 5	0	0	0	0	0	1.3 5	1.5	1.3 5	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 2+1A)-H1	1.3 5	1.5	1.3 5	0	1.3 5	0	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 2+3A)-H1	1.3 5	1.5	0	1.3 5	0	0	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 3+4A)-H1	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	1.3 5	0	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 4+5A)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	0	1.3 5	0	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 5+6A)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	1.3 5	0	1.3 5	1.3 5	1.5	0	0	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 6+7A)-H1	1.3 5	1.5	0	0	0	0	0	1.3 5	1.3 5	1.5	0	1.3 5	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Sisma SX - H1 - 1	1	0	0	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Sisma DX - H1 - 2	1	0	0	0	0.2	0.2	0	0	0	1	0	0	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2)-H2	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q)-H2	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.3 5	1.3 5	1.5	1.3 5	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(1.35G1+1.5G2+1.35Q - 1+1A)-H2	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	1.3 5	1.3 5	1.5	1.3 5	1.3 5	0	0	1	0	0	0	0	0	0
Sisma SX - H2 - 3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma DX - H2 - 4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.2	0.2	0.2	0.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Carico Parall Sx	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.3 5	0	0	1.3 5	0	0	0	1.3 5	1.3 5	0	1.5	1.5	1.5
Carico Parall Dx	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.3 5	0	0	1.3 5	0	0	0	1.3 5	0	1.3 5	1.5	1.5	1.5
Carico Parall Centr	1.3 5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.3 5	0	0	1.3 5	0	0	0	1.3 5	0	0	1.5	1.5	1.5

Famiglia Esercizio rara

Nome	Per m.	G H 1	Q H 1 T 1	Q H 1 T 2	Q H 1 T 3	Q H 1 T 4	Q H 1 T 5	Q H 1 T 6	Q H 1 D ist	S G H1	S S x Q H1	S D x Q H1	S D ist H1	G H 2	Q H 2	Q H 2 D ist	S G H2	S Q H2	S Q Di st H2	Sis ma Sx	Sis ma Dx	H20 In t	Q H 3 P ara ll	S S x Q H3	S D x Q H3	G H 3	S G H3 Pa ral l	
H1 - 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 2	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 3	1	1	0	1	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 4	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 5	1	1	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 6	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 - 7	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1+H20 - 1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 2	1	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 3	1	1	0	1	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 4	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 5	1	1	0	0	0	0	1	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 6	1	1	0	0	0	1	0	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 7	1	1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H2 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
H2 + H20 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0
Carico Parall Sx	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	1	1	0	1	1
Carico Parall Dx	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	1	0	1	1	1
Carico Parall Centr	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	1	1

Famiglia Esercizio quasi permanente

Nome	Per m.	G_H 1	Q_H 1_T 1	Q_H 1_T 2	Q_H 1_T 3	Q_H 1_T 4	Q_H 1_T 5	Q_H 1_T 6	Q_H 1_D ist	S_G _H1	S_S x_Q _H1	S_D x_Q _H1	S_D _ist _H1	G_H 2	Q_H 2	Q_H 2_D ist	S_G _H2	S_Q _H2	S_Q _Di st _H2	Sis ma _Sx	Sis ma _Dx	H20 _In t	Q_H 3_P ara ll	S_S x_Q _H3	S_D x_Q _H3	G_H 3	S_G _H3 _Pa ral l	
H1 -1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H2 -1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 + 1H20 - 1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H2 + 1H20 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Per m.	G 1	H 1	Q 1 T 1	Q 1 T 2	Q 1 T 3	Q 1 T 4	Q 1 T 5	Q 1 T 6	Q 1 D ist	S G H1	S S x H1	S D x H1	S D ist H1	G H 2	Q H 2	Q H 2 D ist	S G H2	S Q H2	S Q Di st H2	Sis ma Sx	Sis ma Dx	H20 In t	Q H 3 P ara ll	S S x H3	S D x H3	G H 3	S G H3 Pa ral l	
H1 -1	1	1	1	0.7 5	0	0	0	0	0	0.4	1	0.7 5	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -2	1	1	1	0.7 5	0	0.7 5	0	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -3	1	1	1	0	0.7 5	0	0	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -4	1	1	1	0	0	0.7 5	0.7 5	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -5	1	1	1	0	0	0	0	0.7 5	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -6	1	1	1	0	0	0	0.7 5	0	0.7 5	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1 -7	1	1	1	0	0	0	0	0	0.7 5	0.4	1	0	0.7 5	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H1+H20 - 1	1	1	1	0.7 5	0	0	0	0	0	0.4	1	0.7 5	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 2	1	1	1	0.7 5	0	0.7 5	0	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 3	1	1	1	0	0.7 5	0	0	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 4	1	1	1	0	0	0.7 5	0.7 5	0	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 5	1	1	1	0	0	0	0	0.7 5	0	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 6	1	1	1	0	0	0	0.7 5	0	0.7 5	0.4	1	0	0	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H1+H20 - 7	1	1	1	0	0	0	0	0	0.7 5	0.4	1	0	0.7 5	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
H2 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.7 5	0.4	1	0.7 5	0.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
H2+H20 - 1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.7 5	0.4	1	0.7 5	0.4	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Carico Parall Sx	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0.7 5	0.7 5	0	1	1
Carico Parall Dx	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0.7 5	0	0.7 5	1	1
Carico Parall Centr	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.4	0	0	0.4	0	0	0	0	0.7 5	0	0	1	1

Definizioni di carichi concentrati

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Fx: Componente X del carico concentrato. [kN]

Fy: Componente Y del carico concentrato. [kN]

Fz: Componente Z del carico concentrato. [kN]

Nome	Valori	
	Condizione	Fz
	Descrizione	
Sx	Permanenti	0
	Q_H1_T1	-37.5
Sx-Centr	Permanenti	0
	Q_H1_T2	-37.5
Centro Sx	Permanenti	0
	Q_H1_T3	-37.5
Centro Dx	Permanenti	0
	Q_H1_T4	-37.5
Dx-Centr	Permanenti	0
	Q_H1_T5	-37.5
Dx	Permanenti	0
	Q_H1_T6	-37.5

Definizioni di carichi superficiali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: Modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m²]

Applicazione: Modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
Verticale	Permanenti	0	Verticale
	G_H1	1.9	Verticale
	Q_H1_Dist	9	Verticale
	G_H2	54.1	Verticale
	Q_H2	13.7	Verticale
	Q_H2_Dist	9	Verticale
	Q_H3_Parall	50.2	Verticale
	G_H3	10.9	Verticale
	Permanenti	0	Verticale
H20_Int	H20_Int	30	Verticale

Definizioni di carichi potenziali

Nome: Nome identificativo della definizione di carico.

Valori: Valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: Condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: Nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: Valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m²]

Quota i.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

Valore f.: Valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m²]

Quota f.: Quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Sx	Permanenti	0	-0.09	0	3.21
	S G H1	31	-0.11	2	3.21
	S Sx Q H1	5	-0.11	5	3.21
	S Dx Q H1	0	-0.11	0	3.21
	S Dist H1	5	-0.11	5	3.21
	S G H2	57	-0.11	28	3.21
	S Q H2	3	-0.11	3	3.21
	S Q Dist H2	5	-0.11	5	3.21
	Sisma Sx	27	-0.11	27	3.21
	Sisma Dx	0	-0.11	0	3.21
	H20 Int	-30	0	0	3
	Q H3 Parall	0	-0.09	0	3.21
	S Sx H3 QH3	3	-0.09	3	3.21
	S Dx H3 QH3	0	-0.09	0	3.21
	G H3	0	-0.09	0	3.21
	S GH3	35	-0.09	6	3.21
Dx	Permanenti	0	-0.08	0	3.21
	S G H1	31	-0.11	2	3.21
	S Sx Q H1	0	-0.11	0	3.21
	S Dx Q H1	5	-0.11	5	3.21
	S Dist H1	5	-0.11	5	3.21
	S G H2	57	-0.11	28	3.21
	S Q H2	3	-0.11	3	3.21
	S Q Dist H2	5	-0.11	5	3.21
	Sisma Sx	0	-0.11	0	3.21
	Sisma Dx	27	-0.11	27	3.21
	H20 Int	-30	0	0	3
	Q H3 Parall	0	-0.08	0	3.21
	S Sx H3 QH3	0	-0.08	0	3.21
	S Dx H3 QH3	3	-0.08	3	3.21
	G H3	0	-0.08	0	3.21
	S GH3	35	-0.08	6	3.21

QUOTE

Livelli

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: Nome assegnato al livello.

Quota: Quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: Spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.21
L2	Raccordo 1	0.1	0
L3	Raccordo 2	2.9	0
L4	Finale	3.21	0.21

Tronchi

Descrizione breve: Nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: Nome assegnato al tronco.

Quota 1: Riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: Riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Raccordo 1	Fondazione	Raccordo 1
T2	Raccordo 1 - Raccordo 2	Raccordo 1	Raccordo 2
T3	Raccordo 2 - Finale	Raccordo 2	Finale

RISULTATI NUMERICI

Verifiche piastre in c.a.

LEGENDA

sez.	tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)
B	base della sezione
H	altezza della sezione
Af+	area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)
Af-	area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)
c+	copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)
c-	copriferro dal lato A (superiore per le piastre)
sc	tensione sul calcestruzzo in esercizio
comb	combinazione di carico
c.s.	coefficiente di sicurezza
N	sforzo normale di calcolo
M	momento flettente di calcolo
Mu	momento flettente ultimo
Nu	sforzo normale ultimo
sf	tensione sull'acciaio in esercizio
Wk	apertura caratteristica delle fessure
Sm	distanza media fra le fessure

st sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

Si riportano le verifiche di resistenza eseguite nelle sezioni piu' sollecitate considerando per ciascuna sezione, identificata negli schemi di seguito riportati, la combinazione di carico piu' gravosa.

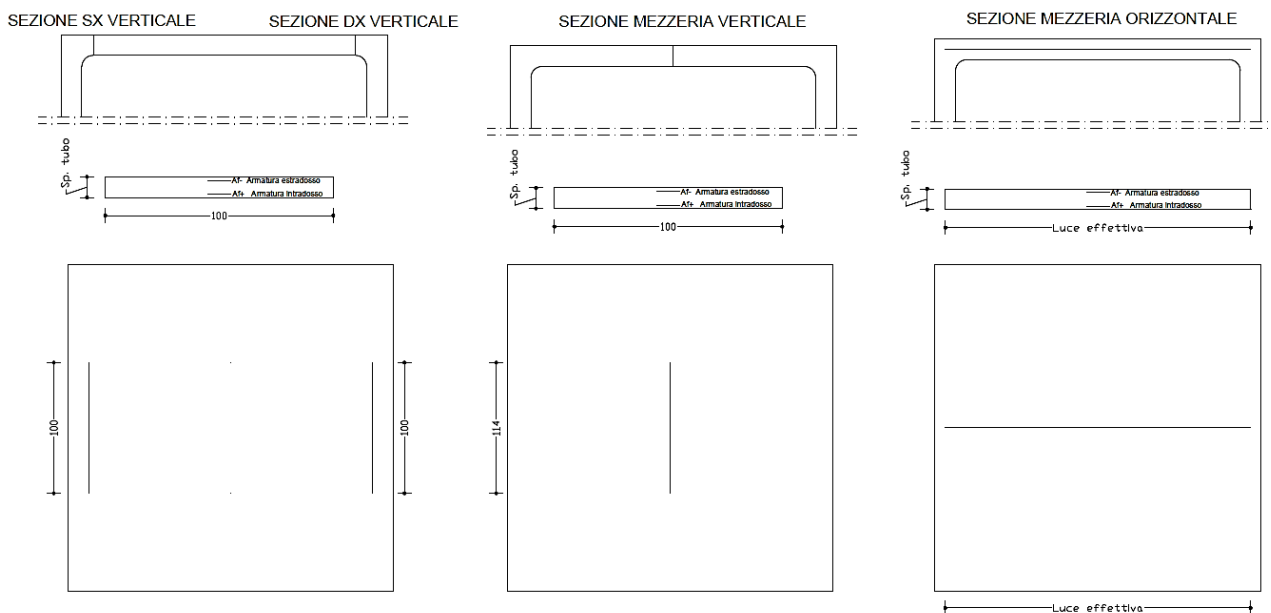
Le solette sono cautelativamente verificate a flessione semplice.

Soletta Superiore

Valori in daN, cm

C40/50

f_{yk} 4500



Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 2/4) \cdot x \cdot 7 = 1972 \text{ mm}^2 = 19.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Sezione SX/DX

$$Af+ = 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 2/4) \cdot x \cdot 7 = 1972 \text{ mm}^2 = 19.7 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = 13\Phi 8 + 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 13 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 1218 \text{ mm}^2 = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 13\Phi 8 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 13 = 653 \text{ mm}^2 = 6.5 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo Sezione DX Verticale

Sezione SX Verticale														
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	1.811	19	0	-638669	0	-115692	1682	15564	
Sezione SX Verticale														
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	1.810	19	0	-639256	0	-1156927	1425	15564	
Sezione Mezzeria Orizzontale														
o 371	21	12.2	6.5	4.4	3.4	1.974	12	0	424972	0	838833	13053	39226	
Sezione Mezzeria														
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	1.136	20	0	1018536	0	1156927	4470	15564	

Combinazione rara Sezione DX Verticale

combinazione lara sezzone bx verticale																				
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c	
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-80.7	H2	-	0.00E00	-4.36E05	1612.8	H2	-	0.00E00	-4.36E05	0.11999.00	0.0	215.8	H2	-
Sezione SX Verticale																				
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-80.8	H2	-	0.00E00	-4.37E05	1614.3	H2	-	0.00E00	-4.37E05	0.11999.00	0.0	215.8	H2	-
Sezione Mezzeria Orizzontale																				
o 371	21	12.2	6.5	4.4	3.4	-30.9	H1+H		0.00E00	3.19E05	1823.7	H1+H		0.00E00	3.19E05	0.00999.00	11.5	0.0	Cari	
Sezione Mezzeria																				

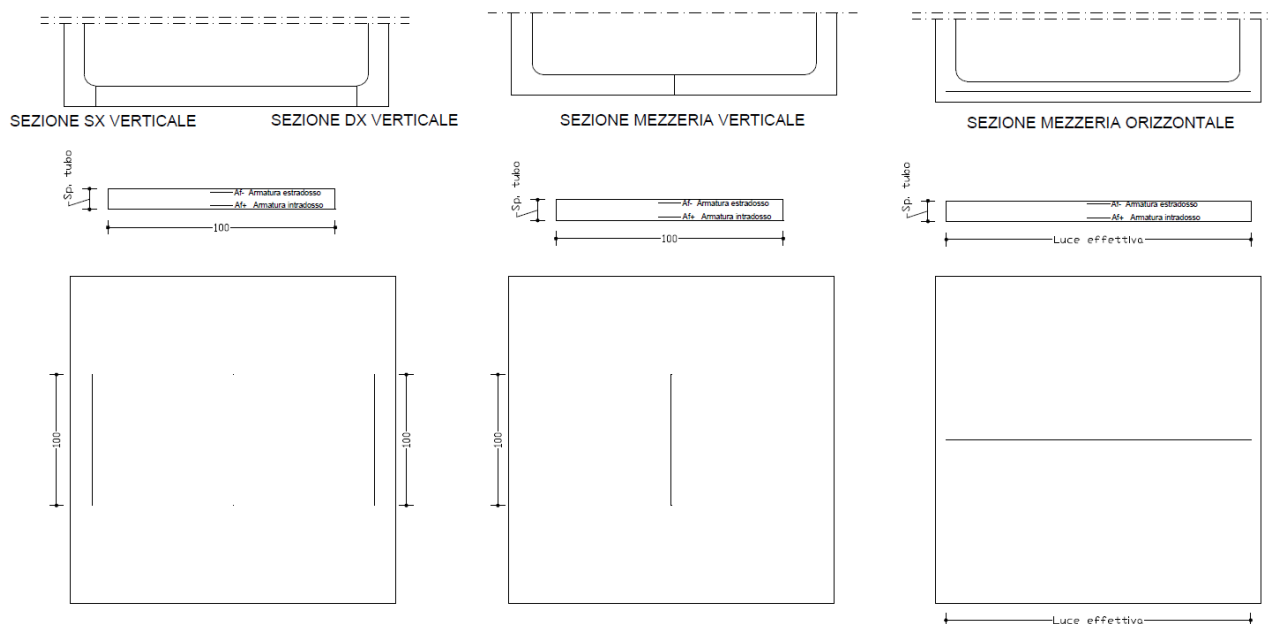
v	100	21	19.7	5.7	4.5	4.4-134.0	H2 +	0.00E00	7.24E05	2677.4	H2 +	0.00E00	7.24E05	0.21999.00	0.0	215.8	H2 +	
Combinazione frequente Sezione DX Verticale																		
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st Sm(mm)	c
v	100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-73.1	H2 -	0.00E00	-3.95E05	1461.0	H2 -	0.00E00	-3.95E05	0.09	0.40	0.0	215.8 H2 -
Sezione SX Verticale																		
v	100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-73.2	H2 -	0.00E00	-3.95E05	1462.3	H2 -	0.00E00	-3.95E05	0.09	0.40	0.0	215.8 H2 -
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o	371	21	12.2	6.5	4.4	3.4	-23.3	H1+H	0.00E00	2.40E05	1371.6	H1+H	0.00E00	2.40E05	0.00	0.40	8.7	0.0 Cari
Sezione Mezzeria																		
v	100	21	19.7	5.7	4.5	4.4-119.6	H2+H	0.00E00	6.46E05	2388.9	H2+H	0.00E00	6.46E05	0.18	0.40	0.0	215.8 H2+H	
Combinazione quasi permanente Sezione DX Verticale																		
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st Sm(mm)	c
v	100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-62.2	H2 -	0.00E00	-3.36E05	1242.0	H2 -	0.00E00	-3.36E05	0.00	0.30	42.8	0.0 H2 +
Sezione SX Verticale																		
v	100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-62.2	H2 -	0.00E00	-3.36E05	1243.1	H2 -	0.00E00	-3.36E05	0.00	0.30	42.8	0.0 H2 +
Sezione Mezzeria Orizzontale																		
o	371	21	12.2	6.5	4.4	3.4	-1.2	H2 +	0.00E00	1.24E04	70.7	H2 +	0.00E00	1.24E04	0.00	0.30	0.4	0.0 H2 +
Sezione Mezzeria mezeria																		
v	100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-95.8	H2 +	0.00E00	5.18E05	1915.2	H2 +	0.00E00	5.18E05	0.14	0.30	0.0	215.8 H2 +

Soletta Inferiore

Valori in daN, cm

C40/50

f_{yk} 4500



Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 2/4) \cdot x \cdot 7 = 1972 \text{ mm}^2 = 19.7 \text{ cm}^2$$

Sezione SX/DX

$$Af+ = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 2/4) \cdot x \cdot 7 = 1972 \text{ mm}^2 = 19.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 13\Phi 8 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 13 = 653 \text{ mm}^2 = 6.5 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo Sezione DX Verticale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd	***
v	100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	1.684	22	0	686883	0	1156927	20475	15564	***
Sezione SX Verticale															
v	100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	1.684	21	0	686876	0	1156927	20474	15564	***
Sezione Mezzeria Verticale															
v	100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	1.280	20	0	-903973	0	-1156927	3710	15564	
Sezione Mezzeria Orizzontale															
o	371	21	6.5	6.5	3.4	3.4	10.716	12	0	-47931	0	-513611	127	41641	

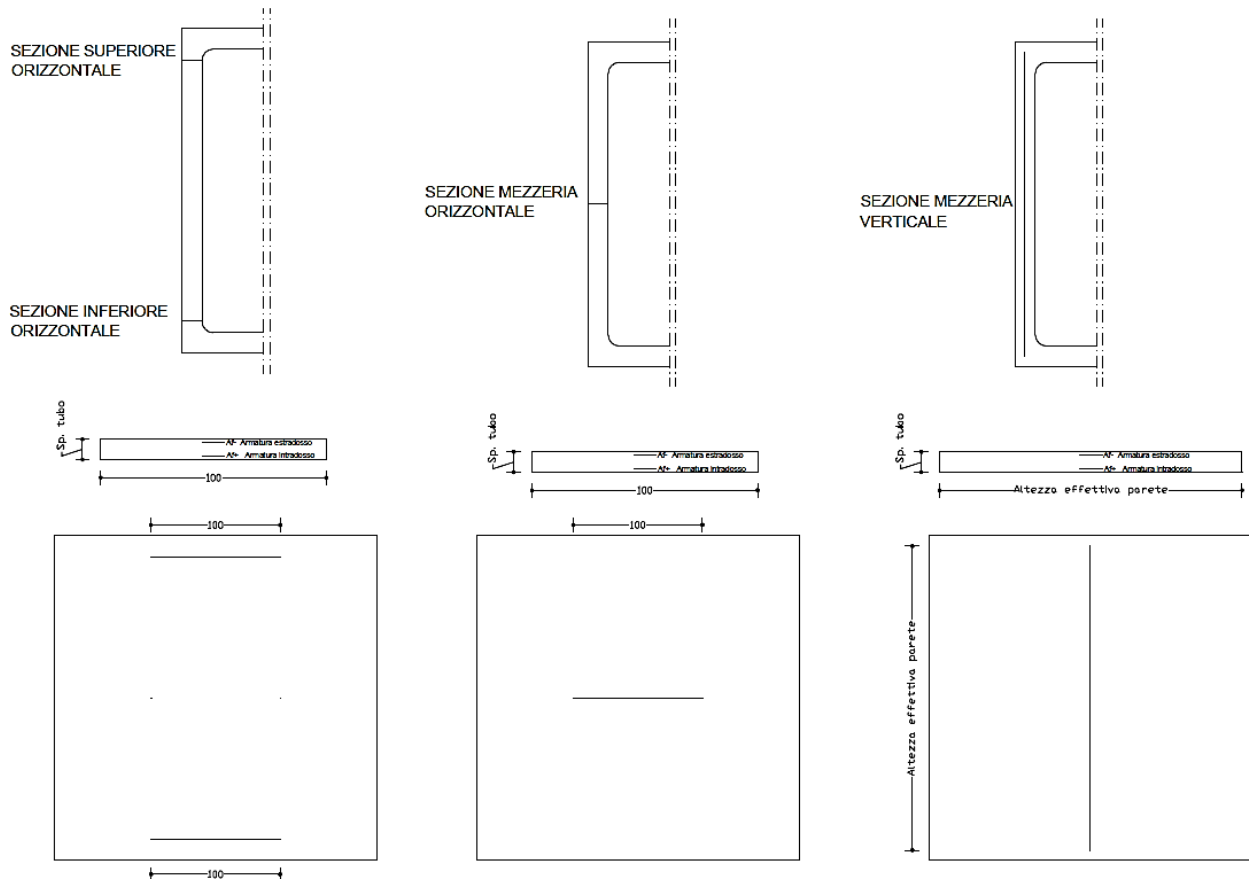
Combinazione rara Sezione DX Verticale																
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-75.7	H2	-	0.00E00	4.09E05	1511.9	H2	-	0.00E00	4.09E05	0.10999.00
Sezione SX Verticale																
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-75.7	H2	-	0.00E00	4.09E05	1511.9	H2	-	0.00E00	4.09E05	0.10999.00
Sezione Mezzeria Verticale																
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-119.7	H2	+	0.00E00	-6.47E05	2391.9	H2	+	0.00E00	-6.47E05	0.18999.00
Sezione Mezzeria Orizzontale																
o 371	21	6.5	6.5	3.4	3.4	-4.8	H1+H		0.00E00	-4.08E04	373.1	H1+H		0.00E00	-4.08E04	0.00999.00
Combinazione frequente Sezione DX Verticale																
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-70.0	H2	-	0.00E00	3.78E05	1399.1	H2	-	0.00E00	3.78E05	0.00 0.40 48.2
Sezione SX Verticale																
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-70.0	H2	-	0.00E00	3.78E05	1399.1	H2	-	0.00E00	3.78E05	0.00 0.40 48.2
Sezione Mezzeria Verticale																
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-108.0	H2+H		0.00E00	-5.84E05	2158.4	H2+H		0.00E00	-5.84E05	0.16 0.40 0.0
Sezione Mezzeria Orizzontale																
o 371	21	6.5	6.5	3.4	3.4	-3.7	H1+H		0.00E00	-3.17E04	289.3	H1+H		0.00E00	-3.17E04	0.00 0.40 1.1
Combinazione quasi permanente Sezione DX Verticale																
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-62.3	H2	-	0.00E00	3.37E05	1245.4	H2	-	0.00E00	3.37E05	0.00 0.30 42.9
Sezione SX Verticale																
v 100	21	19.7	5.7	4.5	4.4	-62.3	H2	-	0.00E00	3.37E05	1245.4	H2	-	0.00E00	3.37E05	0.00 0.30 42.9
Sezione Mezzeria Verticale																
v 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	-88.9	H2	+	0.00E00	-4.80E05	1776.3	H2	+	0.00E00	-4.80E05	0.12 0.30 0.0
Sezione Mezzeria Orizzontale																
o 371	21	6.5	6.5	3.4	3.4	-2.4	H2	+	0.00E00	-2.07E04	189.2	H2	+	0.00E00	-2.07E04	0.00 0.30 0.7

Parete

Valori in daN, cm

C40/50

f_{yk} 4500



Sezione mezzeria verticale

$$Af+ = Af- = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

Sezione superiore/inferiore orizzontale

$$Af+ = 5\Phi 12 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 = 565 \text{ mm}^2 = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$Af- = 5\Phi 12 + 7\Phi 16 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 5 + (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 2/4) \cdot x \cdot 7 = 1972 \text{ mm}^2 = 19.7 \text{ cm}^2$$

Sezione mezzeria orizzontale

$$Af+ = Af- = 11\Phi 8 = (\pi \cdot x \cdot d^2 \cdot 1/4) \cdot x \cdot 11 = 552 \text{ mm}^2 = 5.5 \text{ cm}^2$$

Verifica di stato limite ultimo

Sezione Mezzeria Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	Ved	Vcd
o 100	21	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	1.576	12	-14942	-382856	-23547	-603328	2300	11161
Sezione Superiore Orizzontale														
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	1.614	19	-22064	-862108	-35612	-1391492	9920	18158
Sezione Inferiore Orizzontale														
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	1.704	21	-11849	-758557	-20193	-1292768	11208	18409
Sezione Mezzeria Verticale														
v 321	21	5.5	5.5	3.4	3.4	3.4	3.631	11	-335	-123068	-1216	-446903	339	36029

Combinazione rara

Sezione Mezzeria Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wlim	st	Sm(mm)	c
o 100	21	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-95.3	H1+H	-1.37E04	-3.39E05	2850.2	H1+H	-1.10E04	-3.30E05	0.22999.00	0.0	252.6	H1+H	
Sezione Superiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-113.7	H2	-1.52E04	-5.93E05	1803.9	H2	-1.52E04	-5.93E05	0.08999.00	0.0	147.8	H2	-
Sezione Inferiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-108.9	H2	-1.68E04	-5.66E05	1663.0	H2	-1.68E04	-5.66E05	0.07999.00	0.0	147.2	H2	-
Sezione Mezzeria Verticale																			
v 321	21	5.5	5.5	3.4	3.4	3.4	-12.9	H1+H	-3.09E02	-9.47E04	992.2	H1+H	-3.09E02	-9.47E04	0.00999.00	3.9	0.0	Cari	

Combinazione frequente

Sezione Mezzeria Orizzontale

sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
o 100	21	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-73.9	H1+H	-1.02E04	-2.63E05	2234.1	H1+H	-8.24E03	-2.55E05	0.00	0.40	29.9	0.0	Cari
Sezione Superiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-101.8	H2	-1.36E04	-5.31E05	1616.0	H2	-1.36E04	-5.31E05	0.07	0.40	0.0	147.8	H2 -
Sezione Inferiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-98.9	H2	-1.52E04	-5.14E05	1512.9	H2	-1.52E04	-5.14E05	0.07	0.40	0.0	147.2	H2 -
Sezione Mezzeria Verticale																			
v 321	21	5.5	5.5	3.4	3.4	3.4	-10.3	H2+H	-1.02E03	-7.61E04	748.1	H1+H	-2.43E02	-7.15E04	0.00	0.40	3.0	0.0	Cari

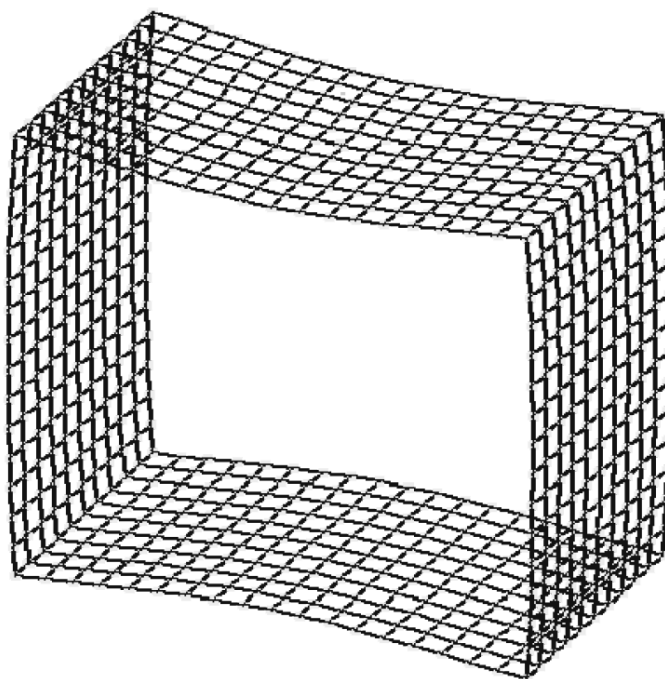
Combinazione quasi permanente

Sezione Mezzeria Orizzontale

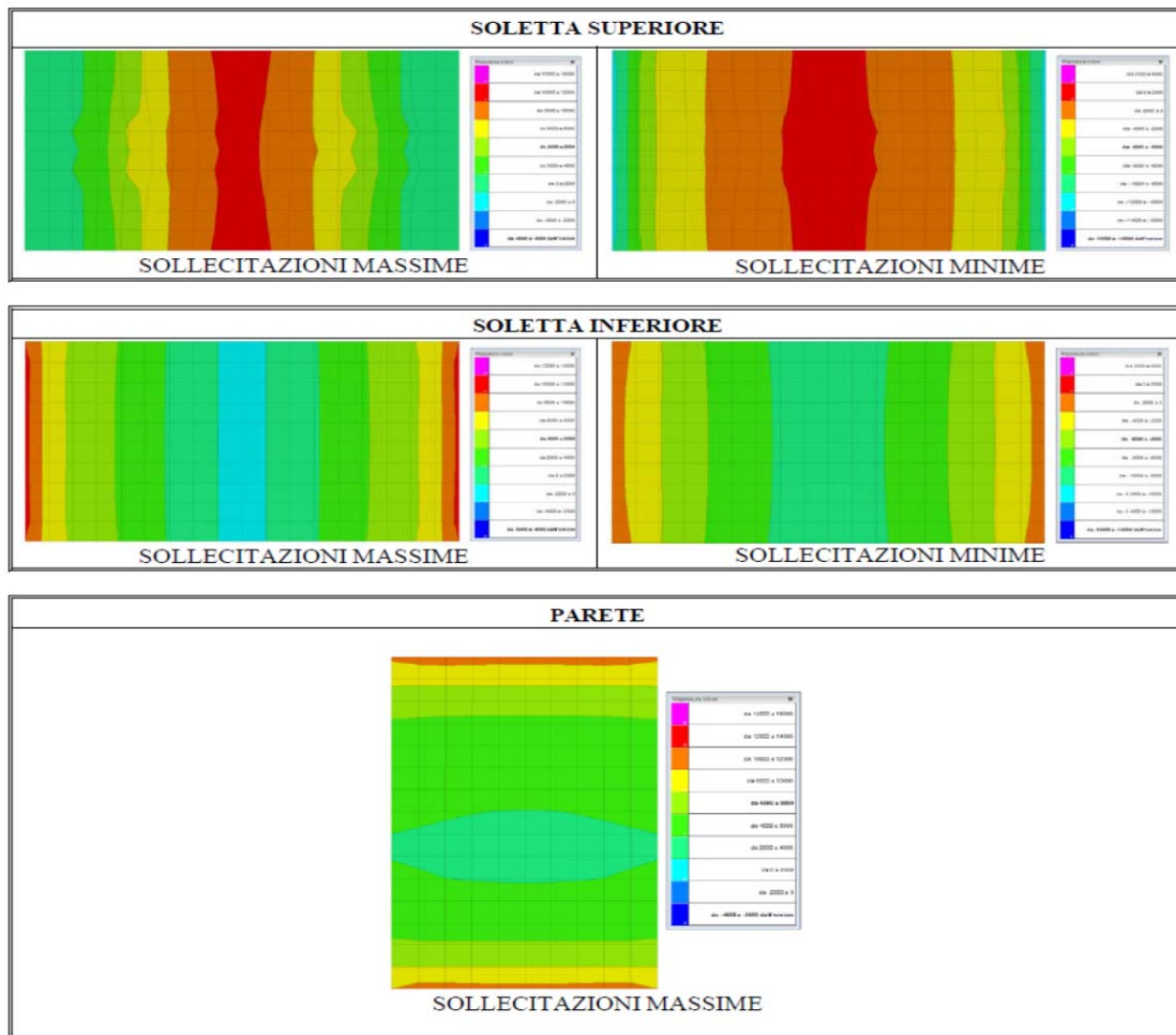
sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk(mm)	Wklim	st	Sm(mm)	c
o 100	21	5.7	5.7	4.4	4.4	4.4	-36.2	H2	+ -1.20E04	-1.41E05	617.3	H1	-2.24E03	7.02E04	0.00	0.30	13.0	0.0	H2 +
Sezione Superiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-83.3	H2	-1.11E04	-4.35E05	1324.6	H2	-1.11E04	-4.35E05	0.05	0.30	0.0	147.8	H2 -
Sezione Inferiore Orizzontale																			
o 100	21	5.7	19.7	4.4	4.5	4.5	-83.6	H2	-1.26E04	-4.35E05	1284.7	H2	-1.26E04	-4.35E05	0.05	0.30	0.0	147.3	H2 -
Sezione Mezzeria Verticale																			
v 321	21	5.5	5.5	3.4	3.4	3.4	-8.3	H2	+ -8.15E02	-6.14E04	584.0	H2	+ -8.15E02	-6.14E04	0.00	0.30	2.4	0.0	H2

+

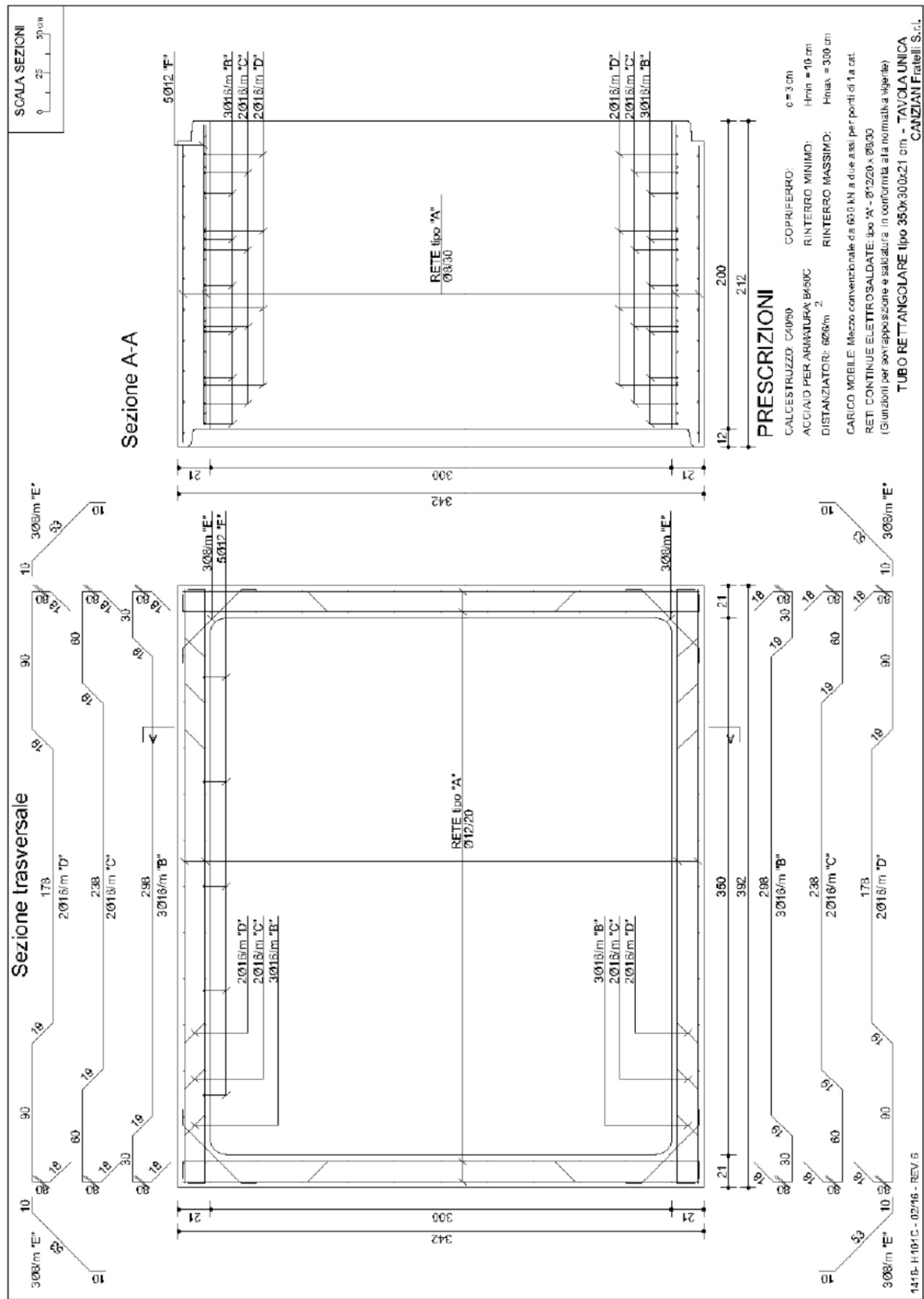
DEFORMATA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO CON RITEGNO MAGGIORE



DIAGRAMMI DI INVILUPPO (SLU) DELLE SOLLECITAZIONI FLETTENTI



DISEGNO ESECUTIVO



GOSTOLI studio associato