PROGETTO ESECUTIVO

LAVORI DI DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE DEL PONTE DELLA BARCHESSA AL CONFINE TRA IL COMUNE DI COPPARO E IL COMUNE DI JOLANDA DI SAVOIA

CUP: J67H22003980006

Proprieta' : Comune di Copparo - Comune di Jolanda di Savoia

Committente : Comune di Copparo

Cantiere : Ponte sul canale Leone

Progettista: Ing. Francesco Pirani
Progettista: Ing. Chiara Foresti
C.S.P : Ing. Denis Zanetti

mezzadr ingegneria s.r.l.
societa' di ingegneria
via Mulinetto, 35 44100 FERRARA
tel.: +39 0532 765117
fax : +39 0532 769513
e-mail : info@mezzadringegneria.it

POS. 8039	tav	scala	data 03.03.2023

Oggetto dell'elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI

revisione	descrizione	elaborato	data
A	.	..	..
B			
C			
D			

La diffusione, distribuzione e/o copia del documento trasmesso da parte di qualsiasi soggetto diverso dal destinatario e' proibita, sia ai sensi dell' art. 616 c.p., sia ai sensi del D. lgs. 196/2003

Sommario

1. PREMESSA 3
2. DESCRIZIONI DELLE ATTIVITA' SVOLTE 4
3. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO 4
4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8
5. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO 8
6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO 10
IMPALCATO 11
SPALLE 11
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO 11
8. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI 16
9. ANALISI DEI CARICHI 30
9.1. ANALISI DEI CARICHI SULL'IMPALCATO (CARICHI PERMANENTI E PESI PORTATI) 30
9.2. SOVRACCARICHI STRADALI 31
9.3. CARICO ORIZZONTALE SUI MURI PARAGHIAIA 32
9.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO – AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE Q3 33
9.5. SPINTA DELLE TERRE 33
9.6. AZIONI DELLA TEMPERATURA 35
9.7. AZIONE DELLA NEVE 35
9.8. AZIONE DEL VENTO 37
9.9. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO (NTC 2018 § 3.2.3) 42
9.9.1. VITA NOMINALE 42
9.9.2. CLASSE D'USO 42
9.9.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 43
9.9.4. CRITERI E PRINCIPI DI CALCOLO 45
10. INFORMAZIONI SUL SOFTWARE DI CALCOLO 46
11. COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2018 § 2.5.3) 47
12. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI 49
13. MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO. 50
13.1. Giudizio motivato di attendibilità dei risultati. 62
13.2. VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI 62
13.2.1. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE 62
13.3. Giudizio motivato di attendibilità dei risultati. 73
13.4. VERIFICA DELLE SPALLE 74
13.5. DIMENSIONAMENTO DEL GIUNTO 81

14. CONCLUSIONI 83
15. INTEGRAZIONI ALLA RELAZIONE ALLEGATA AL PROGETTO DEFINITIVO 84
15.1. PREMESSA 84
15.2. DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE TRAVI IN C.A.P. 84
15.3. DIMENSIONAMENTO DELLE PALANCOLE C.A.C PREFABBRICATE 91
15.4. VERIFICA DI DETTAGLIO AD INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE DI CALCOLO 95
15.4.1. VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA SOLETTA DI BASE DELLE SPALLE 95
15.4.2. VERIFICA A TAGLIO DEL DENTE DEL PARAGHIAIA 97
15.4.3. VERIFICA SECONDO SCHEMA STRUT&TIE DELLA SOLETTA DI BASE 98
16. ALLEGATO – VERIFICA PALI DI FONDAZIONE 100

1. PREMESSA

La presente Relazione Tecnica e di Calcolo è afferente alla fase ESECUTIVA della progettazione nell'ambito dei "Lavori di Demolizione e Ricostruzione del Ponte della Barchessa al confine tra il Comune di Copparo e di Jolanda di Savoja".

Il presente documento costituisce un'integrazione della Relazione Tecnica di Calcolo e Dei Materiali già presentata contestualmente alla consegna del progetto definitivo, al fine di recepire le richieste di integrazione avanzate dalla PROVINCIA DI FERRARA Settore Lavori Pubblici, pianificazione territoriale, Mobilità–Progettazione e Antisismica Servizio Associato Sismica (S.A.S.) nell'ambito della Conferenza dei Servizi indetta dall'ente appaltante.

Si richiamano a seguire le richieste allegate al parere ricevuto con esito positivo e prescrizioni.

1. Relativamente alle travi in c.a.p. dell'impalcato e al sistema di palancole in c.a.p., si chiede di riportare i calcoli di dimensionamento e di verifica; a tal proposito si specifica che tali calcolazioni devono essere sviluppate ad un livello di definizione tale che nella successiva progettazione esecutiva non abbiano significative differenze tecniche e di costo;
2. Si nota che l'altezza dei muri paraghiaia laterali delle spalle, indicata nella tavola strutturale DS03 – "Armature Spalle" differisce dall'altezza indicata nella tavola architettonica DA01; si richiede un particolare quotato di maggior dettaglio.

Le risposte a tali richieste sono riportate al CAPITOLO 15, mentre non sono state apportate modifiche ai paragrafi precedenti.

Oltre alle risposte ai due punti elencati, si coglie l'occasione per integrare la relazione con alcune verifiche di dettaglio sviluppate nel presente livello di progettazione e che costituiscono un mero affinamento del calcolo rispetto al definitivo senza in alcun modo alterare il progetto presentato e contenute al medesimo capitolo.

La struttura principale del ponte prevede un impalcato in travi prefabbricate c.a.p. e soletta collaborante impostato su isolatori.

La scelta di un sistema isolato deriva dalla necessità di ottimizzare le azioni in fondazione data l'elevata rigidezza dell'impalcato.

La geometria dell'impalcato ad una campata di circa 23 metri e due raccordi laterali, tra le spalle e la strada, di circa 4 mt.

Le spalle si impostano su n° 6 pali in c.a. trivellati aventi diametro 80 cm e lunghezza 16 metri.

Sono previste altresì delle palancole in c.a.p. funzionali a consentire la realizzazione delle fondazioni.

Si vuole evidenziare come il sistema preveda diversi componenti prefabbricati, ovvero fortemente dipendente dal dimensionamento e dai dettagli costruttivi indicati dal produttore e precisamente:

- Travi in c.a.p.;
- Isolatori marcati CE;
- Palancole in c.a.p.

Alla luce di questi aspetti, la presente relazione individua le peculiarità del ponte e le richieste minime a cui dovranno rispondere tali elementi prefabbricati ma dovrà essere sottoposta a revisione una volta che questi verranno individuati da parte dell'impresa appaltatrice per procedere al deposito prima dell'inizio dei lavori nonché integrata con il progetto dei singoli elementi prefabbricati.

2. DESCRIZIONI DELLE ATTIVITA' SVOLTE

La fase di progettazione è stata preceduta da ispezioni in sito e dalla pianificazione es esecuzione di una campagna di indagini geologiche finalizzate alla caratterizzazione del sedime.

3. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO

Ubicazione intervento : 44.93943 – 11.99271 Confine tra Comune di Jolanda e Comune di Copparo.

Identificazione edificio: Nuovo ponte stradale

Figura 1 - Individuazione dell'unità strutturale oggetto del progetto

a) DESCRIZIONE DEL CONTESTO EDILIZIO E DEL SITO	Il nuovo ponte verrà realizzato a sostituzione dell'esistente, da demolire. Le nuove strutture saranno posizionate in modo da non interferire con le esistenti, con particolare riferimento alle fondazioni profonde del ponte esistente.
b) DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	Vengono qui descritte le caratteristiche tecnologiche e geometriche principali dell'opera. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto. Sommariamente il ponte è realizzato con strutture in calcestruzzo sia prefabbricate che gettate in opera, ed ha una geometria ad una campata di circa 23 metri e due raccordi laterali, tra le spalle e la strada, di circa 4 mt. L'impalcato è costituito da tre travi con sezione a "π" di 110 cm di altezza e di larghezza pari a 250 cm. La larghezza strutturale del ponte è pertanto pari a 6 metri nella parte carrabile, la larghezza totale, però, risulta pari a circa 9 mt. Le travi sono collegate superiormente da una soletta dello spessore minimo di 25 cm. Al di sopra della soletta verrà realizzato il piano di corsa viario, mediante un primo stato di binder ed un manto d'usura superficiale. La quota dell'impalcato è stata definita su indicazione del Consorzio che regola il deflusso del canale Leone ed in particolare è stato richiesto che il nuovo ponte abbia lo stesso intradosso di quello attuale al fine di mantenere invariato il franco tra il pelo libero del corso d'acqua e la struttura. Gli appoggi delle travi principali saranno costituiti da n° 4 isolatori elastomerici combinati a n° 2 "slitte". Le due

	spalle di estremità, ad interasse di circa 23 metri, sono realizzate mediante pali trivellati in calcestruzzo nel terreno e soprastante getto, sempre in calcestruzzo da realizzare in opera, a costituire il pulvino di appoggio delle travi prefabbricate che conformano l'impalcato. I pali sono in numero 6 per ogni spalla, di diametro 80 cm. e lunghezza pari a 16 metri circa. La lunghezza è determinata dalla quota di uno strato di sabbia che funge da punto di appoggio dei pali. La geometria del pulvino ha forma rettangolare in pianta. Inoltre, verranno realizzate delle palancole in calcestruzzo atte a conformare il profilo delle spalle con funzione di contenimento del terreno. NON E' PREVISTA LA PEDONABILITA' DEL PONTE.
c) NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	• T.U. – NTC 2018 Norme Tecniche per le Costruzioni • Circolare 21.01.2019. n 7 – Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018.
d) DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO DELL'AZIONE SISMICA	Vn= 50anni Cu= 2 (classe d'uso IV) V_R= 100 anni Categoria suolo: D Categoria topografica: T1
e) CARICHI DI RIFERIMENTO	Carichi di progetto: Ponte di 1A categoria a carreggiata singola – nota: non è previsto carico pedonale a bordo ponte. I carichi previsti sono i seguenti: - Peso proprio - Peso permanente - Sovraccarichi da traffico stradale - Spinta delle terre - Azione del vento - Azione sismica L'azione termica risulta trascurabile per la tipologia e dimensione del ponte, nonché per la tipologia di vincolo introdotta
f) DESCRIZIONE DEI MATERIALI	Elementi in opera Calcestruzzo pali C28/35 – S5-XC2; Calcestruzzo spalle C30/37 – XF4 Calcestruzzo soletta C30/37 – XF4 Acciaio B450C Elementi prefabbricati Palancole Cls C35/45

<table>
<tr><td></td><td>Travi Cls C45/55
Acciaio B450C
Acciaio per precompressione in trefoli stabilizzati 0,6’’S fptk>1860 N/mmq.
Isolatori:
<table>
<tr><td>N_{Ed}</td><td>1000</td><td>kN</td><td>Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)</td></tr>
<tr><td>K_b</td><td>2.16</td><td>kN/mm</td><td>Rigidezza orizzontale equivalente a deformazioni di taglio 100%</td></tr>
<tr><td>α</td><td>±0.005</td><td>rad</td><td>Rotazione massima nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)</td></tr>
<tr><td>ξ_b</td><td>15</td><td>%</td><td>Smorzamento viscoso equivalente a deformazione di taglio 100%</td></tr>
<tr><td>d_{Ed}</td><td>±165</td><td>mm</td><td>Spostamento orizzontale massimo</td></tr>
<tr><td>F_{Ed}</td><td>2000</td><td>kN</td><td>Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico allo SLU</td></tr>
</table></td></tr>
<tr><td>g) TIPO DI ANALISI</td><td>Analisi statica, Analisi dinamica lineare con spettro di risposta e q=1,00</td></tr>
<tr><td>h) CRITERI DI VERIFICA</td><td>SLC/SLU – Verifica di resistenza
SLO – Verifica di rigidezza</td></tr>
</table>

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018
- Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (Gazzetta Ufficiale 11/2/2019, n. 35 - Suppl. ord. n. 5)
- Ord. Sismica P.C.M. 20 Marzo 2003, n.3274 e successive integrazioni e rettifiche;
- Eurocodici strutture:
- UNI EN 1991-1-2:2004 EUROCODICE 1
- UNI EN 1991-1-3:2004 EUROCODICE 1
- UNI EN 1991-1-4:2005 EUROCODICE 1
- UNI EN 1991-1-5:2004 EUROCODICE 1
- UNI EN 1992-1-1:2005 EUROCODICE 2
- UNI EN 1992-1-2:2005 EUROCODICE 2
- UNI EN 1998-1:2005 EUROCODICE 8
- UNI EN 1998-1:2005 EUROCODICE 8
- Legge n. 1086 5.1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"
- Decreto Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 n. 380 "Testo unico delle disposizioni legislativa e regolamenti in materia di edilizia"
- UNI EN 13670 "Esecuzione delle strutture in calcestruzzo"
- UNI EN 13369:2018 - Regole comuni per prodotti prefabbricati di calcestruzzo
- REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011 - condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione

5. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Si riportano di seguito le evidenze riscontrate in cantiere sulla geometria del manufatto e sullo stato di conservazione; si rimanda alla documentazione fotografica contenuta nella documentazione dello Studio di Fattibilità per ulteriori immagini del ponte.

Fig. 2 = Canale Leone – Ponte della Barchessa

Il ponte della Barchessa è una struttura costruita nei primi anni '30, ha una lunghezza di 40 metri ed una larghezza approssimativa di 6 metri.

L'impalcato è conformato da un graticcio di travi principali a sezione rettangolare (che diviene variabile in prossimità dell'appoggio) e secondarie con soprastante soletta in c.a.

Nella campata centrale le travi principali sono semplicemente appoggiate attraverso selle tipo "Gerber" sulla mensola a sezione variabile che trasferisce il carico alla pila in alveo. La soletta estradossale è invece continua anche in corrispondenza degli appoggi delle travi.

Sono presenti n° 2 pile con 4 pilastri a sezione variabile su solettone intradossale di raccordo con i pali in c.a.

Le barriere stradali sono realizzate con un parapetto in acciaio, privo di protezione alla corrosione e quindi fortemente degradato, con montanti principali in c.a. Anche questi ultimi presentano diffusi fenomeni di spalling e corrosione.

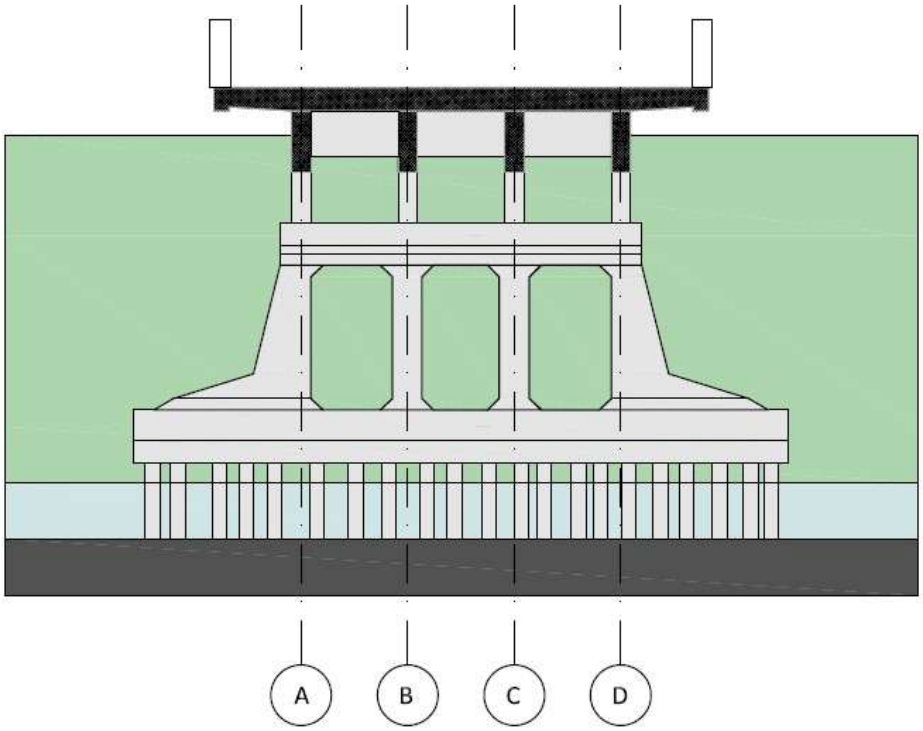


Figura 3 – Ponte della Barchessa - Sezione trasversale

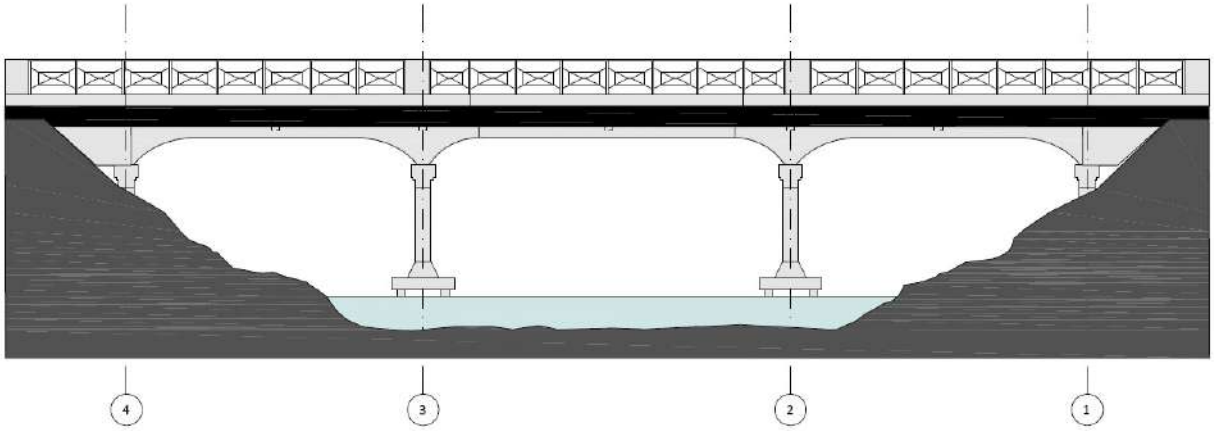


Figura 4 - Ponte della Barchessa - Vista prospettica

6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

Vengono qui descritte le caratteristiche tecnologiche e geometriche principali dell'opera. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Sommariamente il ponte è realizzato con strutture in calcestruzzo sia prefabbricate che gettate in opera, ed ha una geometria ad una campata di circa 23 metri e due raccordi laterali, tra le spalle e la strada, di circa 4 mt.

IMPALCATO

L'impalcato è costituito da tre travi con sezione a "Omega" o similari tipo UHP di 110 cm di altezza e di larghezza pari a 250 cm. La larghezza strutturale del ponte è pertanto pari a 6 metri nella parte carrabile, la larghezza totale, però, risulta pari a circa 9 mt.

Le travi sono collegate superiormente da una soletta dello spessore minimo di 25 cm.

Al di sopra della soletta verrà realizzato il piano di corsa viario, mediante un primo strato di binder ed un manto d'usura superficiale.

La quota dell'impalcato è stata definita su indicazione del Consorzio che regola il deflusso del canale Leone ed in particolare è stato richiesto che il nuovo ponte abbia lo stesso intradosso di quello attuale al fine di mantenere invariato il franco tra il pelo libero del corso d'acqua e la struttura.

Gli appoggi delle travi principali saranno costituiti da n° 4 isolatori elastomerici combinati a n° 2 "slitte".

SPALLE

Le due spalle di estremità, ad interasse di circa 23 metri, sono realizzate mediante pali trivellati in calcestruzzo nel terreno e soprastante getto, sempre in calcestruzzo da realizzare in opera, a costituire il pulvino di appoggio delle travi prefabbricate che conformano l'impalcato. I pali sono in numero 6 per ogni spalla, di diametro 80 cm. e lunghezza pari a 16 metri circa. La lunghezza è determinata dalla quota di uno strato di sabbia che funge da punto di appoggio dei pali. La geometria del pulvino ha forma rettangolare in pianta.

Inoltre, verranno realizzate delle palancole in calcestruzzo atte a conformare il profilo delle spalle con funzione di contenimento del terreno.

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geologica e geotecnica del sito avviene attraverso l'esecuzione di n° 2 prove penetrometriche CPTU ubicate nelle due spalle.

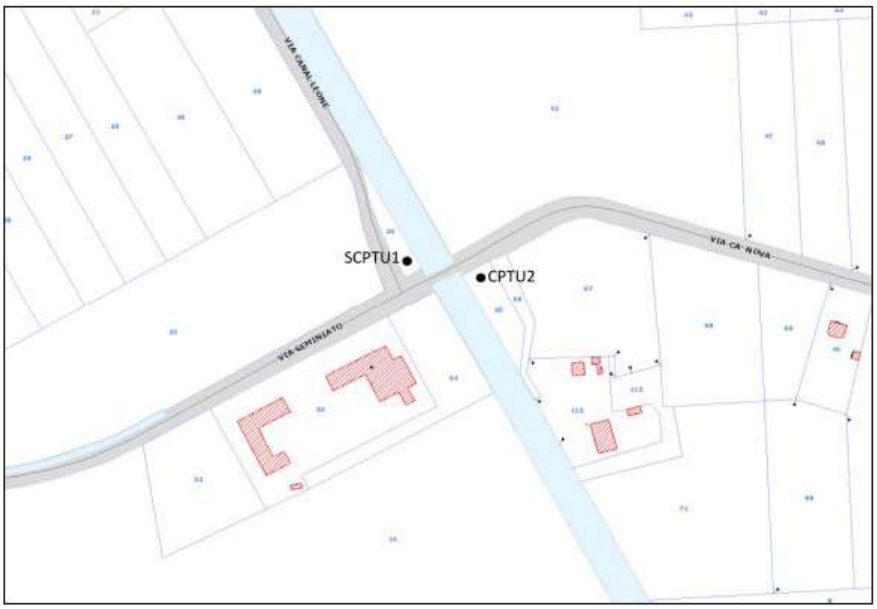


Figura 2 - Ubicazione delle sue CPTU

DA	A	qcm	litol.	consistenza ed addensamento
m	m	MPa	(-)	(-)
0,0	**1,2**	0,86	**Al-La**	moderatamente consistente
1,2	**5,0**	0,28	**T**	molle
5,0	**8,0**	0,41	**T**	poco consistente
8,0	**9,0**	0,56	**A**	moderatamente consistente
9,0	**10,2**	0,89	**Al-La**	moderatamente consistente
10,2	**11,5**	0,72	**A**	moderatamente consistente
11,5	**12,5**	3,15	**S**	poco addensata
12,5	**13,3**	0,80	**A**	moderatamente consistente
13,3	**14,0**	2,18	**SI**	poco addensata
14,0	**25,7**	9,10	**S**	moderatamente addensata
25,7	**28,0**	12,90	**S**	addensata
28,0	**29,0**	5,25	**S**	moderatamente addensata
29,0	**31,6**	13,15	**S**	addensata

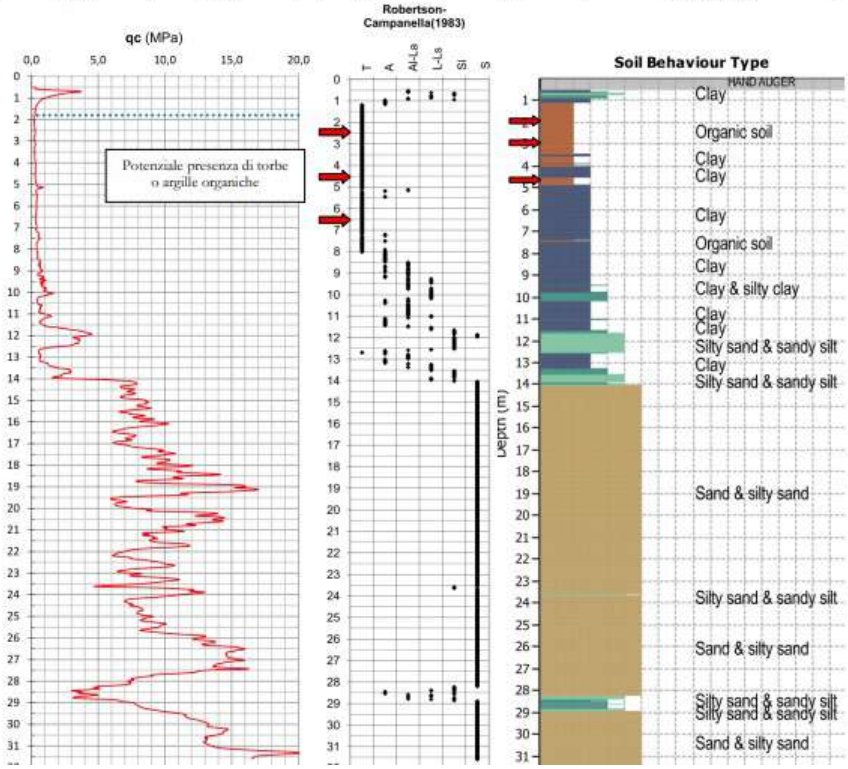


Figura 3 - Risultato CPTU 1

DA	A	qcm	litol.	consistenza ed addensamento
m	m	MPa	(-)	(-)
0,3	1,3	2,64	A Oc	sovraconsolidata
1,3	2,3	1,34	Al-La	consistente
2,3	5,0	0,36	T	poco consistente
5,0	6,3	1,70	SI	sciolta
6,3	8,0	0,40	A	poco consistente
8,0	8,5	0,73	Al-La	moderatamente consistente
8,5	10,0	0,42	A	poco consistente
10,0	11,3	0,68	Al-La	moderatamente consistente
11,3	12,2	0,40	A	poco consistente
12,2	12,9	0,88	Al-La	moderatamente consistente
12,9	13,6	2,36	SI	poco addensata
13,6	14,8	0,70	A	moderatamente addensata
14,8	26,8	8,13	S	moderatamente addensata
26,8	31,4	12,05	S	addensata

Legenda Litologia	
RIP	Riporto
T	Torba
A	Argilla
AL-La	Argilla Limosa - Limo Argilloso
L-Ls	Limo - Limo Sabbioso
SI	Sabbia Limosa
S	Sabbia

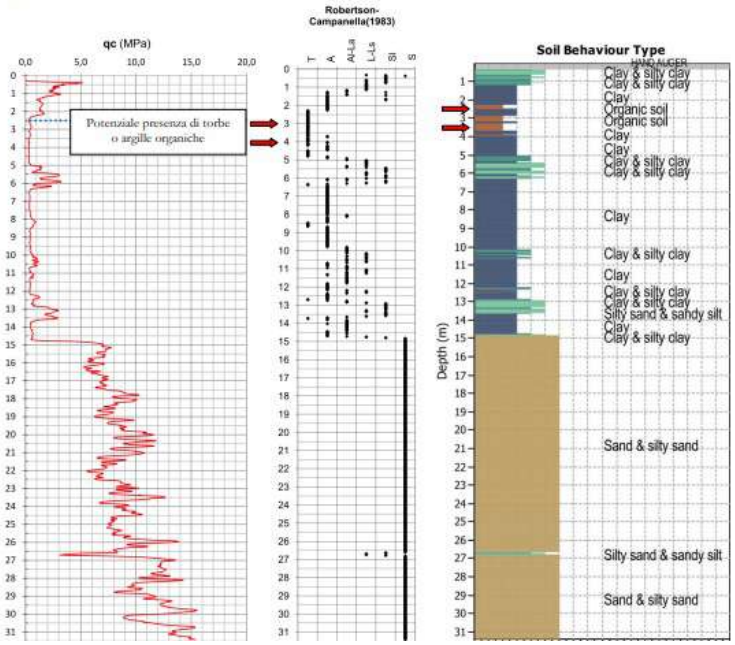


Figura 4 - Risultato CPTU 2

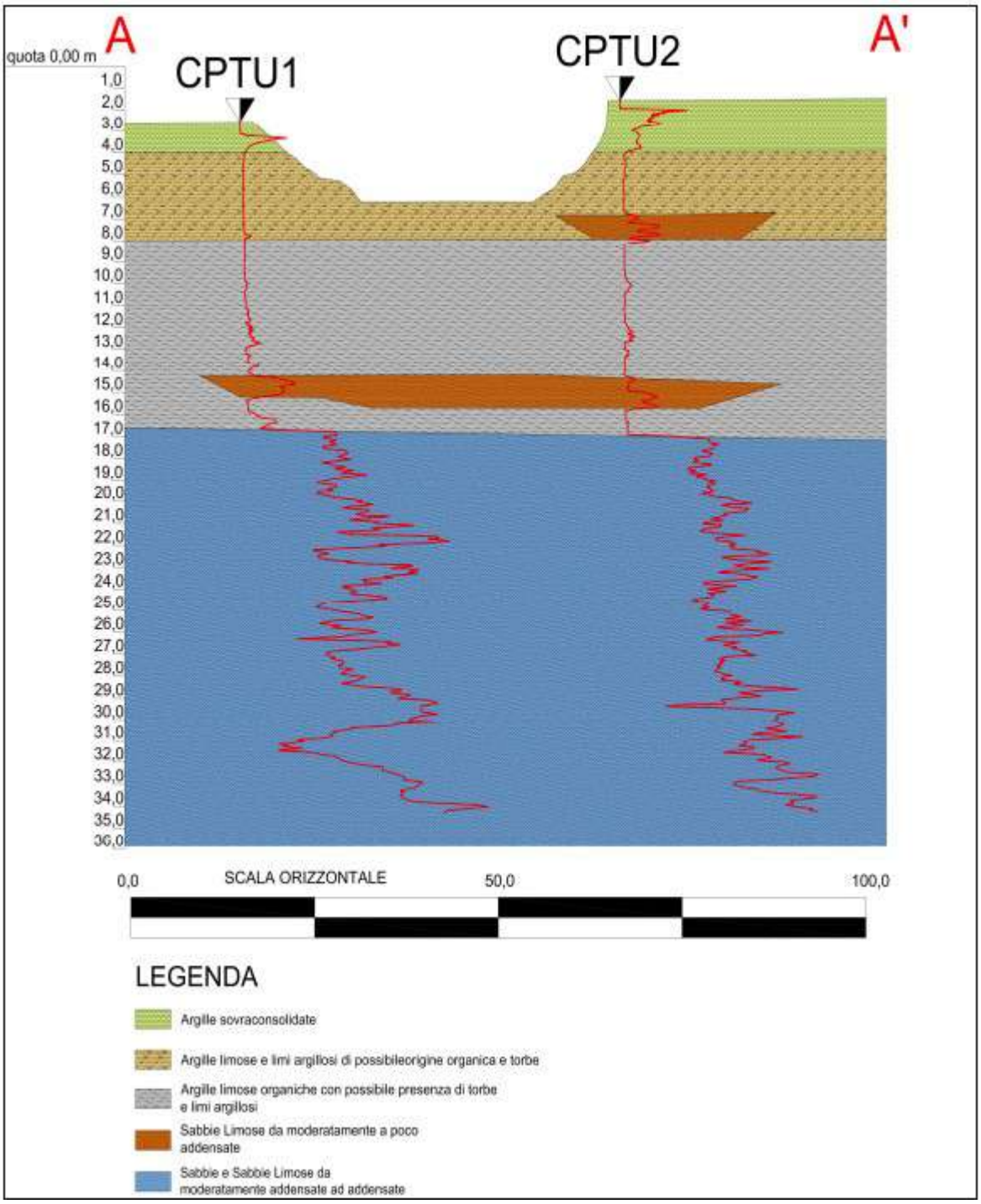


Figura 5 - Modello geotecnico

8. RELAZIONE SUI MATERIALI STRUTTURALI

Tutti i materiali e i prodotti per uso strutturale devono essere identificati univocamente a cura del produttore, qualificati secondo la responsabilità del produttore e accettati del Direttore dei Lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali e di accettazione.

Nel caso specifico si riportano i riferimenti per i parametri caratteristici e di calcolo adottati in fase di progetto, rimandando al Capitolato Speciale D'Appalto per ogni altra prescrizione.

CALCESTRUZZO (T.U. paragrafo 11.2)

Le opere in c.a. previste nel piano di interventi vengono realizzate adottando calcestruzzi specifici per le diverse aree di intervento aventi le seguenti caratteristiche.

Elementi realizzati in opera:

ELEMENTO	SLUMP	CLASSE DI RESISTENZA	ESPOSIZIONE	RAPPORTO a/c
PALI	S5	C28/35	XC2	
SPALLE	S5	C30/37	XF4	0.45
MAGRONE		C16/20		
SOLETTA ESTRADOSSALE COLLABORANTE	S4/S5	C30/37	XF4	0.45

UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30		C30/37	C32/40	C32/40	C35/45		C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C30/37	C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (Kg/m³) (d)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)												(h)	4,0 (a)					
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (e)		

Figura 6 - Tabella UNI 11104:2016

Elementi prefabbricati – TRAVI DA PONTE

TRAVI PREFABBRICATE:	
CLASSE DI RESISTENZA	C 45/55
CLASSE DI ESPOSIZIONE	XF1
Classe di consistenza determinata in base all'abbassamento del cono (UNI EN 12350-2)	5
DIMENSIONE MASSIMA INERTE	16 mm
Resistenza caratteristica allo scassero	Rckj >= 40 MPa
ACCIAIO:	
TIPO	B450C
COPRIFERRO NOMINALE:	
ARMATURA LENTA TRAVI	30 mm
ARMATURA PRETENSIONE TRAVI	40 mm
ARMATURA LENTA SOLETTA	40 mm
Il copriferro deve essere rigorosamente rispettato mediante adeguati distanziatori in plastica o calcestruzzo.	
le barre devono essere collegate tra di loro mediante adeguate legature per evitare il loro spostamento durante il getto e garantire comunque ricoprimento e posizione di progetto.	
SOVRAPPOSIZIONE SOLETTA E TRAVERSI:	60Ø
ACCIAIO PER PRECOMPRESSIONE:	
ACCIAIO ARMONICO:	trefoli stabilizzati 0,6"S
f_{ptk}	≥ 1860 N/mmq
f_{p1k}	≥ 1670 N/mmq
σ_{spi}	≥ 1450 N/mmq

PALANCOLE PREFABBRICATE

ELEMENTO	SLUMP	CLASSE DI	ESPOSIZIONE	RAPPORTO a/c

		RESISTENZA		
PALANCOLE	Secondo indicazioni prefabbricatore	C35/45	XF4	0.45

Si rimanda alle tabelle materiali ed alle specifiche di CSA e relazione di calcolo per ogni altro dato e precisazione.

Le resistenze di calcolo fd si ottengono mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove:

f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale,

γ_m sono i coefficienti parziali del materiale.

Per il cls. la resistenza di calcolo a compressione fcd è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \bullet f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza cilindrica a compressione del cls. a 28 giorni.

Il coefficiente γ_c è pari a 1,5.

Il coefficiente α_{cc} è pari a 0,85.

Nel caso di solette e pareti gettate in opera e con spessori minori di 5 cm., la resistenza di calcolo a compressione è da considerarsi pari a 0,80 f_{cd}

La resistenza di calcolo a trazione f_{cd} vale:

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$

dove:

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO (T.U. paragrafo 4.1.2.1.1.3)

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili e controllati.

Si adotta acciaio B450C caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y,nom}$: 450 N/mm^2

$f_{t,nom}$: 540 N/mm^2

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5$ %	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12$ mm $12 \leq \phi \leq 16$ mm per $16 < \phi \leq 25$ mm per $25 < \phi \leq 40$ mm	 4ϕ 5ϕ 8ϕ 10ϕ	

IPOTESI DI CALCOLO E DIAGRAMMI COSTITUTIVI

Il dimensionamento a sforzo normale e flessione delle sezioni in c.a. viene eseguito effettuando le seguenti ipotesi di base:

- cls. non resistente a trazione;
- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e cls.;
- rottura del cls per compressione al raggiungimento della sua capacità deformativi ultima a compressione ($\varepsilon cu = 3,5 ‰$);

- rottura dell'acciaio a trazione al raggiungimento della capacità ultima di deformazione del materiale.

Il calcolo della capacità di resistenza della sezione viene eseguito adottando per i materiali i seguenti diagrammi costitutivi:

- Si adottano per il cls. i seguenti modelli costitutivi, definiti in base alla resistenza di calcolo fcd e alla deformazione ultima εcu

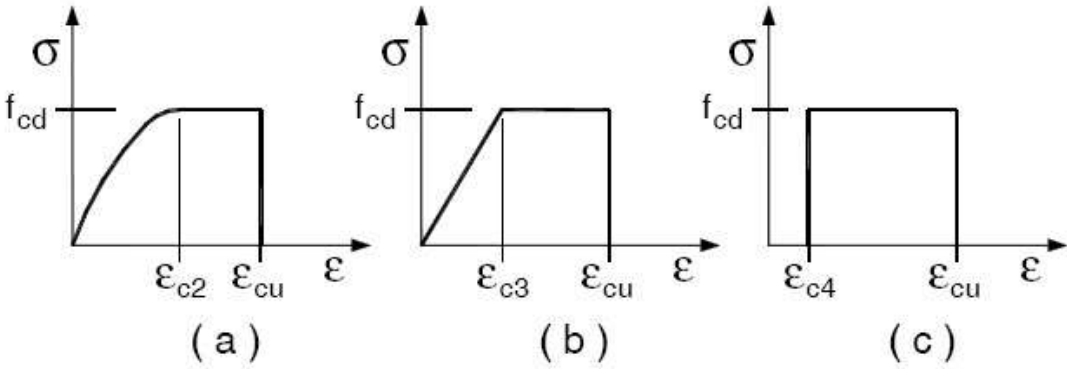


Figura 4.1.1 – *Modelli σ-ε per il calcestruzzo*

In figura sono rappresentati i modelli σ - ε per il cls: (a) parabola – rettangolo; (b) triangolo rettangolo; (c) rettangolo (stress block)

In particolare si può porre:

$$\varepsilon_{c2} = 0{,}20\ \% \qquad \varepsilon_{cu} = 0{,}35\%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0{,}175\% \qquad \varepsilon_{c4} = 0{,}07\%$$

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per deformazione ultima a rottura il valore εc2 anziché εcu (CALCOLO A COMPRESSIONE SEMPLICE).

1) Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare modelli basati sul valore di deformazione ultima del materiale $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\ \varepsilon_{uk}$ [$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k$], sul valore di calcolo della resistenza f_{yd} e sul rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$.

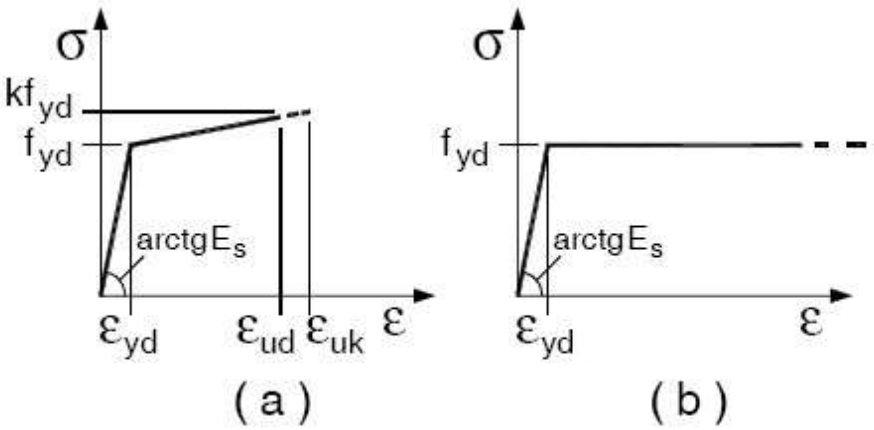


Figura 4.1.2– *Modelli σ-ε per l'acciaio*

In particolare i calcoli a seguire si basano sul diagramma rappresentativo del comportamento elastico perfettamente plastico.

CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRO PER LE STRUTTURE IN C.A.

Peri pali si definisce la classe di esposizione XC2 e si prevede l'adozione di calcestruzzo classe C28/35.

Per le spalle e gli elementi in c.a. esposti, si indica la classe di esposizione XC4/XF4 e si prevede l'adozione di calcestruzzo classe C32/40.

prospetto F.1 **Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo**

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da cloruri						Attacco da gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua di mare			Cloruri diversi dall'acqua di mare									
	X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3
Massimo w/cc	–	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento[c] (kg/m³)	–	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	4,0[a]	4,0[a]	4,0[a]	–	–	–
Altri requisiti	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Aggregati in conformità alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				–	Cemento resistente ai solfati[b]	

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria inglobata, si dovrebbe sottoporre a prova la prestazione del calcestruzzo secondo un metodo di prova appropriato rispetto a un calcestruzzo di cui è stata dimostrata la resistenza al gelo/disgelo per la classe di esposizione pertinente.
b) Quando i solfati nell'ambiente comportano classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare cemento resistente ai solfati conforme alla EN 197-1 o alle norme nazionali complementari.
c) Quando si applica il concetto del valore k il rapporto massimo w/c e il contenuto minimo di cemento si modificano in conformità al punto 5.2.5.2.

Si riporta a seguire il calcolo del copriferro secondo EC2, che viene effettuato sulla base della formula riportata a seguire:

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

dove $\Delta c_{dev} = 10$ mm

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

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

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

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

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

Alla luce delle valutazioni fatte, si procede a stabilire i seguenti copriferro **minimi** [1] di riferimento:

- Spalle: copriferro minimo 40 mm
- Pali: copriferro minimo 35 mm
- Soletta: copriferro minimo 40 mm

Elementi prefabbricati: si rimanda ad indicazioni del prefabbricatore.

[1] Potranno essere previsti copriferri di dimensione superiore, secondo elaborati grafici

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE 11.3.4

Per i profili metallici si prevede l'adozione di acciaio S275JR conforme a UNI EN 10025-2.

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.IX

Si adottano i seguenti parametri di progetto (NTC 2018 11.3.4.1) :

Modulo elastico $E = 210.000$ N/mm^2

Modulo di elasticità trasversale $G = E/2(1+\upsilon)$ N/mm^2

Coefficiente di Poisson $\upsilon = 0,3$

Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6}$/°C

Densità $\rho = 7850$ Kg/m^3

La resistenza di calcolo delle membrature adottata per il presente progetto, Rd, si pone nella forma:

$Rd = Rk/\gamma_m$

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tutto l'acciaio dovrà essere zincato a caldo.

Si prescrive la classe di esecuzione EXC3

BULLONERIE E SALDATURE

Bulloneria ad alta resistenza conforme per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 di classe 8.8 UNI EN ISO 898-1:2001 come recepito all'art.11.3.4.6.1 delle NTC2008 e riportato nelle tabelle 11.3.XII.a/b (riportate a seguire) della suddetta normativa tecnica per le costruzioni.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm^2)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm^2)	400	500	600	800	1000

Le saldature dovranno essere eseguite in classe di qualità B ai sensi della UNI EN ISO 5817:2014.

ANCORANTI PER USO STRUTTURALE

Ancoranti per uso strutturale. Per la qualifica degli ancoranti per uso strutturale si rimanda a quanto specificato al punto C) del capitolo 11.1, sulla base delle Linee Guida di benestare tecnico europeo ETAG001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1. del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2.

Table 1.1 Minimum recommended performance categories for anchors under seismic actions

Seismicity		Importance Class acc. to EN 1998-1:2004, 4.2.5			
	$a_g \cdot S$ [2]	I	II	III	IV
Very low[1]	$a_g \cdot S \leq 0{,}05\ g$	ETAG 001 Part 1 to Part 5			
Low[1]	$0{,}05\ g < a_g \cdot S \leq 0{,}1\ g$	C1	C1 [3] or C2 [4]		C2
	$a_g \cdot S > 0{,}1\ g$	C1	C2		

1) Definition according to EN 1998-1:2004, 3.2.1.

2) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ Design ground acceleration on type A ground (Ground types as defined in EN 1998-1:2004, Table 3.1);

γ_I = importance factor (see EN 1998-1:2004, 4.2.5);

a_{gR} = reference peak ground acceleration on type A ground (see EN 1998-1:2004, 3.2.1);

S = Soil factor (see e.g. EN 1998-1:2004, 3.2.2).

3) C1 for fixing non-structural elements to structures

4) C2 for fixing structural elements to structures

Inghisaggi per ferri di ripresa (rebar) Per la qualifica degli inghisaggi per ferri di ripresa, si richiede certificazione secondo EOTA-T23 delle Linee Guida di benestare tecnico europeo ETAG001, la quale vale anche per le modalità di esecuzione delle prove di accettazione. Con riferimento alla tabella 1.1. del paragrafo 1.2 dell'Annesso E della citata ETAG 001, riguardante le categorie minime raccomandate per la qualificazione degli ancoranti in presenza di azioni sismiche, la categoria di prestazione da soddisfare è la C2.

Table 1.1 Minimum recommended performance categories for anchors under seismic actions

Seismicity		Importance Class acc. to EN 1998-1:2004, 4.2.5			
	$a_g \cdot S$ [2]	I	II	III	IV
Very low[1]	$a_g \cdot S \leq 0{,}05\ g$	ETAG 001 Part 1 to Part 5			
Low[1]	$0{,}05\ g < a_g \cdot S \leq 0{,}1\ g$	C1	C1 [3] or C2 [4]		C2
	$a_g \cdot S > 0{,}1\ g$	C1	C2		

1) Definition according to EN 1998-1:2004, 3.2.1.

2) $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ Design ground acceleration on type A ground (Ground types as defined in EN 1998-1:2004, Table 3.1);

γ_I = importance factor (see EN 1998-1:2004, 4.2.5);

a_{gR} = reference peak ground acceleration on type A ground (see EN 1998-1:2004, 3.2.1);

S = Soil factor (see e.g. EN 1998-1:2004, 3.2.2).

3) C1 for fixing non-structural elements to structures

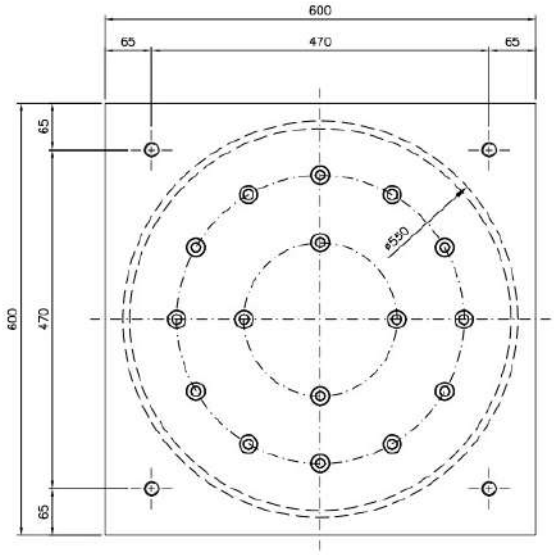
4) C2 for fixing structural elements to structures

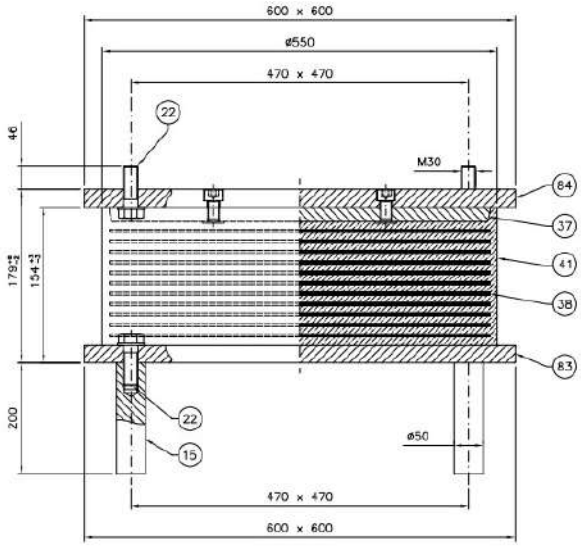
Qualora non si riscontrassero prodotti in commercio dotati della suddetta marcatura, si richiedono quantomeno test di laboratorio eseguiti della ditta produttrice.

APPOGGI DA PONTE E GIUNTI DI DILATAZIONE

ISOLATORI ELASTOMERICI TIPO

Si riportano i requisiti prestazionali essenziali degli isolatori elastomerici TIPO "SERIE SI" DELLA DITTA FIP.



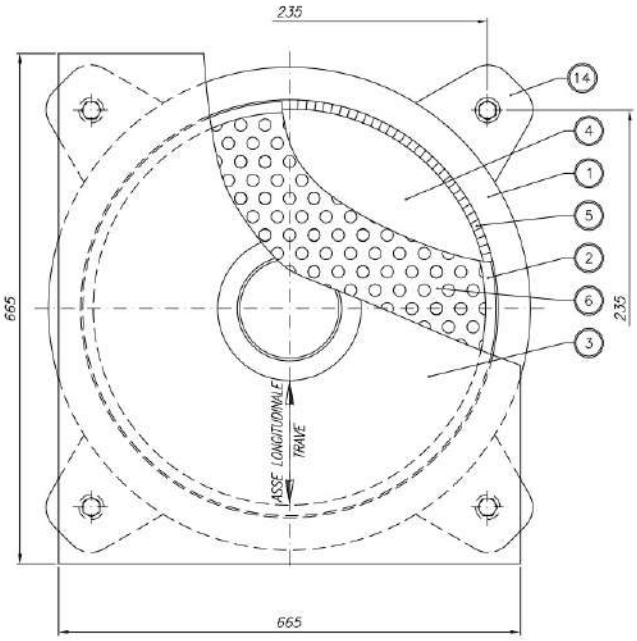


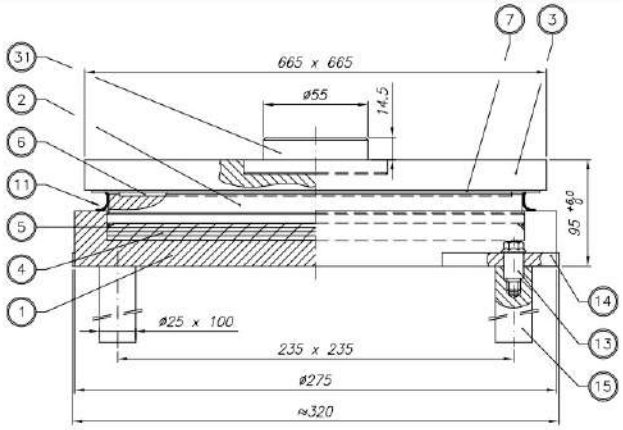
N_{Ed}	1000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
K_b	2.16	kN/mm	Rigidezza orizzontale equivalente a deformazioni di taglio 100%
α	±0.005	rad	Rotazione massima nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
ξ_b	15	%	Smorzamento viscoso equivalente a deformazione di taglio 100%
d_{Ed}	±165	mm	Spostamento orizzontale massimo
F_{Rd}	2000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico allo SLU

84	1	Piastra d'ancoraggio superiore	S275JR EN 10025
83	1	Piastra d'ancoraggio inferiore	S275JR EN 10025
41		Gomma vulcanizzata	G_{dn}=0.8 MPa
38		Lamiera di rinforzo vulcanizzata	S355JR EN 10025
37	1	Piastra vulcanizzata	S275JR EN 10025
22	8	Vite d'ancoraggio TE	Classe 8.8 ISO 898
15	4	Zanca d'ancoraggio	C40 +QT EN 10083
POS.	Q.TÀ	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE

APPOGGI SCORREVOLI (SLITTE)

Si riportano i requisiti prestazionali essenziali degli APPOGGI DA PONTE TIPO "VASOFLON" previsti in progetto.



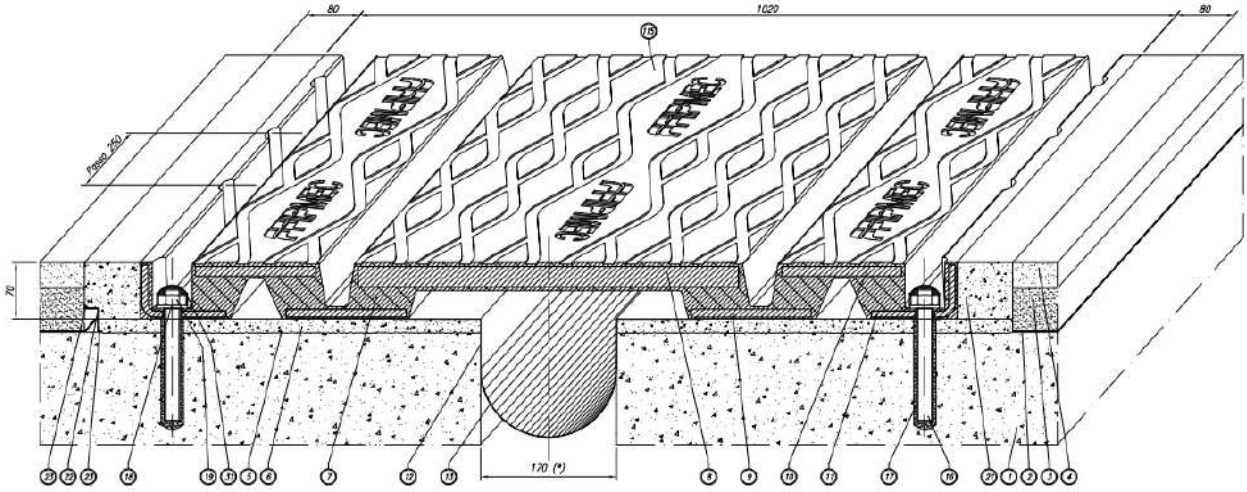


POS.	Q.TÀ	DESCRIZIONE - DIMENSIONI	MATERIALE
31	1	Perno d'ancoraggio	S355JR EN 10025-2
15	4	Zanca d'ancoraggio	1 C40 TQ+T EN 10083
14	4	Orecchia d'ancoraggio	S355J2 EN 10025-2
13	4	Spina d'ancoraggio	Classe 12.9 EN 20898
11	1	Parapolvere - Raschiapolvere	Gomma
7	1	Pattino piano di scorrimento	X5 CrNiMo 17122 EN 10088-2
6	1	Pattino piano antifrizione	PTFE EN 1337-2
5	1	Guarnizione interna	POM - HC 9021
4	1	Disco in gomma	NR 50±5 Sh/A
3	1	Elemento superiore	S355JR EN 10025-2
2	1	Elemento intermedio	S355JR EN 10025-2
1	1	Elemento di base	S355JR EN 10025-2

Caratteristiche essenziali ***Essential characteristics***	**Prestazione** ***Performance***	**Specifica tecnica armonizzata** ***Harmonized technical specification***
Carico verticale / *Vertical load*	**$V_{max(SLU/ULS)}$ = 2000 kN**	**EN 1337-5:2005**
Scorrimento longitudinale / *Longitudinal displacement*	**±200 mm**	**EN 1337-2:2004**
Scorrimento trasversale / *Transversal displacement*	**±200 mm**	**EN 1337-9:1997**
Rotazione permessa / *Rotation capability*	**α_{tot} = ±0,01 rad**	
Fattori del momento parassita / *Restoring moments factors*	**F_0 = 0,0125 F_1 = 0,76 F_2 = 0,50**	
Coefficiente d'attrito / *Friction coefficient*	**≤ 3%**	

GIUNTI DI DILATAZIONE

GIUNTO DI DILATAZIONE TIPO GPE300, SI RIPORTANO I REQUISITI PRESTAZIONALI ESSENZIALI



Caratteristiche prestazionali:

Dilatazione longitudinale SLU fino a ± 150 mm

Dilatazione trasversale SLU fino a ± 150 mm

115	§	Modulo GPE 1020x1000x70	–
31	§	Tappo di protezione	PVC
23	§	Stuccatura	FIPMec THIXOBOND – T160
22	–	Profilo di drenaggio a L	Alluminio lega 6060 T6
21	§	Massetto laterale	BetonFIP® FLUID REINFORCED
19	§	Dado M20	classe 8 UNI EN ISO 4032
18	§	Rondella per M20	HV200/300 UNI EN ISO 7089
17	§	Resina di ancoraggio	FIPMec EPOXYBOND – F130
16	§	Barra filettata M20	classe B7 ASTM A193
13	§	Scossalina raccolta acque (tessuto armato e rete)	Poliestere spalmato in PVC
12	§	Stuccatura per incollaggio scossalina	FIPMec THIXOBOND – T160
11	§	Profilo a L interno	S355JR UNI EN 10025
10	§	Piatto superiore	S355JR UNI EN 10025
9	§	Piatto inferiore	S355JR UNI EN 10025
8	§	Piastra ponte	S355J2 UNI EN 10025
7	§	Gomma vulcanizzata	SBR 60±5 Sh/A
6	–	Getto di livellamento	BetonFIP® FLUID REINFORCED

type	Caratteristiche essenziali *Essential characteristics*	Prestazione *Performance*	Specifica tecnica armonizzata *Harmonised technical specification*
GPE 300	Dilatazione longitudinale / *Longitudinal expansion*	$DL_{SLU} \pm 150$ mm	EAD 120110
	Dilatazione trasversale / *Transversal expansion*	$DT_{SLU} = \pm 150$ mm	
	Aspetti di durabilità / *Durability aspects*	- Vita utile > 50 anni - Working Life > 50 years	EAD 120110

9. ANALISI DEI CARICHI

9.1. ANALISI DEI CARICHI SULL'IMPALCATO (CARICHI PERMANENTI E PESI PORTATI)

Si riportano a seguire le principali caratteristiche geometriche dell'impalcato.

L appoggi	23	m
Ltrave	24,5	m
Lsoletta	25,5	m
bsoletta	8,94	m
L banchina	25,5	m
bbanchina	1,47	m
L carreggiata	25,5	m
b carreggiata	6	m
Sezione trave	0,77	mq
numero travi	3	

Si riportano a seguire i carichi permanenti legati alle strutture (travi, soletta, traversi) ed i pesi portati di pavimentazioni e sottofondi stradali.

Carico impalcato			
Carichi permanenti	G1		
Peso travi		141487,5	daN
Peso soletta (25 cm)		142481,25	daN
Peso banchina (25 cm)		46856,25	daN
Peso traversi		24138	daN
Carico struttura		**354963**	daN

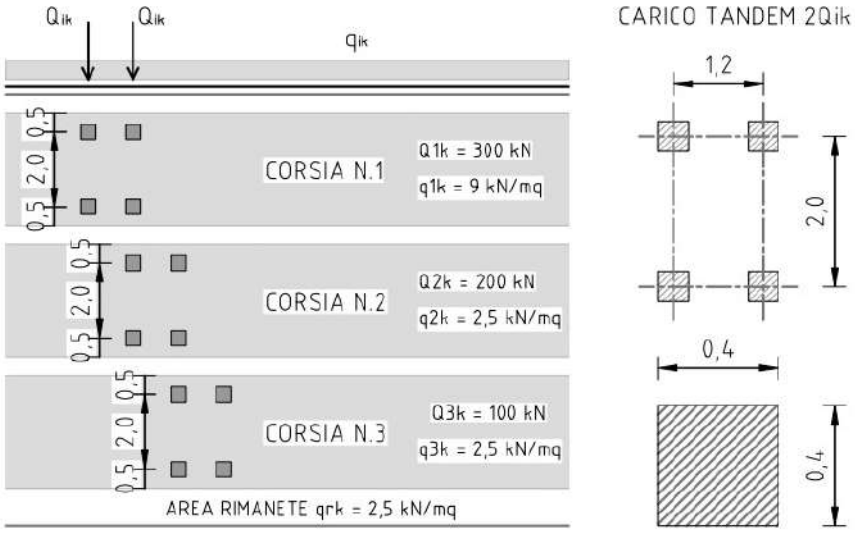
Carichi permanenti	G2		
Binder+ tappeto di usura		300	daN/mq
Carico permanente totale		**45900**	daN

9.2. SOVRACCARICHI STRADALI

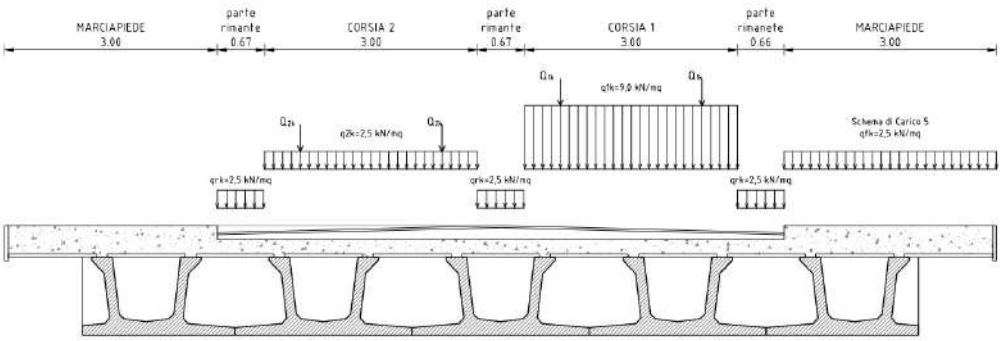
Per le azioni dei carichi variabili da traffico agenti sull'impalcato da ponte, nei confronti delle verifiche globali di portanza del ponte si considera lo Schema di Carico 1 e 5, mentre nei confronti delle verifiche locali della soletta si considera lo Schema di Carico 1 e 2.

Si riporta la descrizione

- Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti, come riportato sotto. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente va considerato per intero.



nel caso specifico lo schema di carico 1 risulta così distribuito.



- Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come riportato sotto. Questo schema va considerato automaticamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.

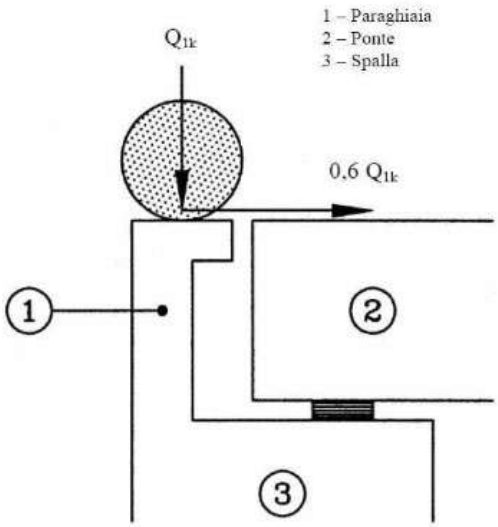
- Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m^2. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m^2. Il carico della folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Si esplicitano i sovraccarichi previsti per il presente impalcato valutandone il peso complessivo da utilizzare nelle successive valutazioni per la validazione dei dati ottenuti dai modelli.

Sovraccarichi Q			
Sovraccarico corsia 1	2Qik	60000	daN
	q	900	daN/mq
Sovraccarico corsia 2	2Qik	40000	daN
	q	250	daN/mq
Sovraccarichi complessivi		**187975**	daN

9.3. CARICO ORIZZONTALE SUI MURI PARAGHIAIA

Per effetto del carico da traffico si considera agente sui muri paraghiaia un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia di valore caratteristico pari a 60% del carico asse Q1k, ovvero pari a 180 kN come raffigurato nel prospetto sottostante.



9.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO – AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE Q3

§5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento ed accelerazione

La forza di frenamento ed accelerazione q3 è calcolata in funzione del carico verticale secondo la seguente espressione:

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

q3[kN] 427,5

Il valore ottenuto è assunto uniformemente distribuito lungo la carreggiata.

Nota: Come chiarito ai paragrafi successivi, le azioni orizzontali associate al sisma sono ampiamente superiori a quelle derivanti dal frenamento e dall'accelerazione, ragione per cui tale azione viene trascurata nelle successive valutazioni globali.

9.5. SPINTA DELLE TERRE

Per quanto riguarda la spinta del terreno gravante sulla struttura di fondazione ed del muro paraghiaia, essendo questo caratterizzato da materiale di cava per rinterro, questo presenta delle ottime caratteristiche in termini di stabilità per cui si assumono le seguenti caratteristiche del terreno,

φ	30	°
	0,52	RAD
γ	19	KN/mc

Per le verifiche degli elementi strutturali si terranno in conto i seguenti coefficienti di spinta del terreno:

- la spinta a riposo del terreno, nei confronti delle azioni indotte dal terreno nella configurazione in cui non risulta agente nessun sovraccarico sul terreno;

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) = 0{,}50$$

- la spinta attiva, nei confronti delle azioni indotte dal terreno nella configurazione in cui si agente un sovraccarico agente sul terreno;

$$K_A = \frac{1-\text{sen}\phi'}{1+\text{sen}\phi'} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad K_a = 0{,}330$$

- la spinta sismica, determinata ai sensi del capitolo §7.11.6.2.1 delle vigenti NTC 2018.

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Il modello di calcolo comprende l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo ed i sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale kh e verticale kv possono essere valutati mediante le espressioni seguenti:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h \qquad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \qquad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_S), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (*SLV*)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (*SLD*).

Spinta sismica		
amax	0,197	g
βm	0,38	SLV
kh	0,07486	

Nella valutazione della spinta attiva, si adotterà un sovraccarico a tergo delle spalle pari a 1000 daN/mq (valore del tutto cautelativo), cui si associa una spinta orizzontale a tergo della spalla pari a 333,33 daN/mq.

9.6. AZIONI DELLA TEMPERATURA

Le azioni derivanti dalla temperatura sono state trascurate in quanto la scelta della disposizione dei vincoli di appoggio è stata ponderata in modo tale da consentire le dilatazioni dell'impalcato senza sollecitare le strutture verticali.

I dispositivi di vincolo, progettati per spostamenti elevati associati agli eventi sismici, consentono all'impalcato le dilatazioni termiche senza indurre tensioni parassite.

9.7. AZIONE DELLA NEVE

Si considera il carico accidentale dovuto al peso della neve calcolato secondo NTC 2018 e valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

dove:

qs è il carico della neve sulla copertura;

μi è il coefficiente di forma della copertura;

qsk è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni;

CE è il coefficiente di esposizione;

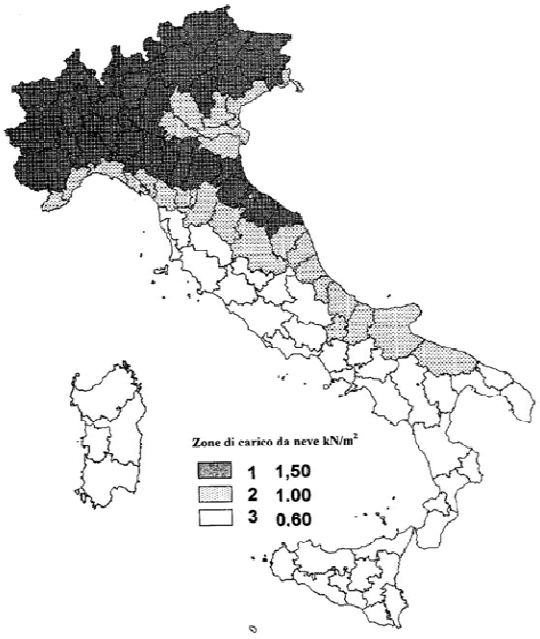
CT è il coefficiente termico.

I Comuni di Copparo/Jolanda appartengono alla Zona 2, per la quale per un'altitudine as di circa 0m il valore di qsk risulta essere 1.00 kN/m^2.

Il coefficiente di esposizione CE utilizzato per modificare il valore del carico neve di copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, verrà assunto pari ad 1, poiché la zona in cui è costruito l'edificio si trova in una "classe di topografia normale", cioè in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

valori di CE per diverse classi di topografia



Zone di carico da neve

Il coefficiente termico CT , utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causato dalla perdita di calore della costruzione è assunto pari ad 1. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

Il coefficiente di forma μi dipende dall'angolo di inclinazione della falda, esso può essere desunto dalla seguente tabella.

Coefficiente di forma	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot \frac{(60-\alpha)}{30}$	0,0

Tabella 1: valori del coefficiente di forma

Il carico della neve risulta quindi essere pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0.80\ kN/m^2$$

9.8. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata determinata in accordo con quanto indicato al §3.3 delle NTC e come meglio specificato all'interno del documento tecnico del CNR 207 del 2008 *"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"*.

In particolare, secondo quanto riportato al §3.3.4 della CNR-DT 207/2008 nel caso di elementi snelli, come la struttura in oggetto, le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento possono essere espresse mediante una coppia di forze ortogonali ed un momento torcente per unità di lunghezza applicati lungo l'asse di riferimento della costruzione o dell'elemento. Essi sono fornite dalle seguenti relazioni:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} \tag{3.14a}$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY} \tag{3.14b}$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ} \tag{3.14c}$$

dove:

q_p è la pressione cinetica di picco del vento (paragrafo 3.2.7);

z è la quota sul suolo;

c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} sono i coefficienti di forza (secondo le due direzioni ortogonali X e Y) e il coefficiente di momento (intorno all'asse Z), definiti convenzionalmente positivi o negativi in funzione della direzione della forza o del momento di volta in volta considerati;

l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ}.

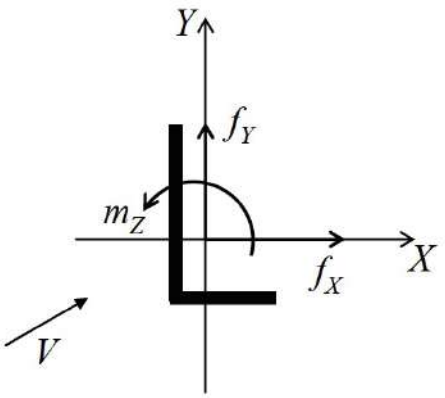


Figura 3.16 – Azioni per unità di lunghezza su costruzioni ed elementi snelli.

(2)P I coefficienti di forza e di momento c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ} possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento (Appendice Q).

CALCOLO DELLA PRESSIONE CINETICA DI PICCO

Il coefficiente q_p è determinata in modo analogo a quanto indicato al §3.3 delle NTC08. Ovvero:

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z)$$

Considerando che il sito ricade in Zona 2, con terreno identificabile in CLASSE DI RUGOSITA' D (mare e relativa fascia costiera) con distanza inferiore ai 10km dalla linea di costa, si ottiene una categoria di esposizione II (i cui parametri di riferimento sono riportati nella tabella seguente).

Tabella 3.I – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a per le diverse zone italiane.

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

Tabella 3.III - Classi di rugosità del terreno.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Figura 7: Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

Il coefficiente di esposizione c_{he} si determina come indicato al §3.2.7 della CNR-DT 207/2008, di seguito riportato:

Si considera c_t unitario.

Nel caso in esame con altezza dal suolo minore di z minimo, si ottiene:

$z < z_{min}$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) \left[\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot c_t(z_{min}) + 7\right] = 0.19^2 \cdot \ln\left(\frac{4}{0.05}\right) \cdot \left[\ln\left(\frac{4}{0.05}\right) + 7\right] = 1.80$$

Per determinare la pressione del vento occorre calcolare la velocità di riferimento, come indicato al §3.2.1 della CNR-DT 207/2008. Poiché il sito ricade in zona 2 si ha una $v_{b,0}$ di 25m/s con a_0 di 750m.sl.m. Nel caso in oggetto poiché a_s è pari a circa 0 m.s.l.m. si ottiene una velocità di riferimento pari a :

$$v_b = v_{b,0} = 25 m/s$$

Si ottiene pertanto una pressione cinetica di picco del vento pari a:

$$q_p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \cdot c_e(z) = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot (25)^2 \cdot 1.80 = 703.125\ N/m^2 \cong 0.70\ kN/m^2$$

CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI FORZA

Nel caso in esame tali coefficienti vengono calcolati come indicato al §G.11.1 della CNR-DT 207/2008.

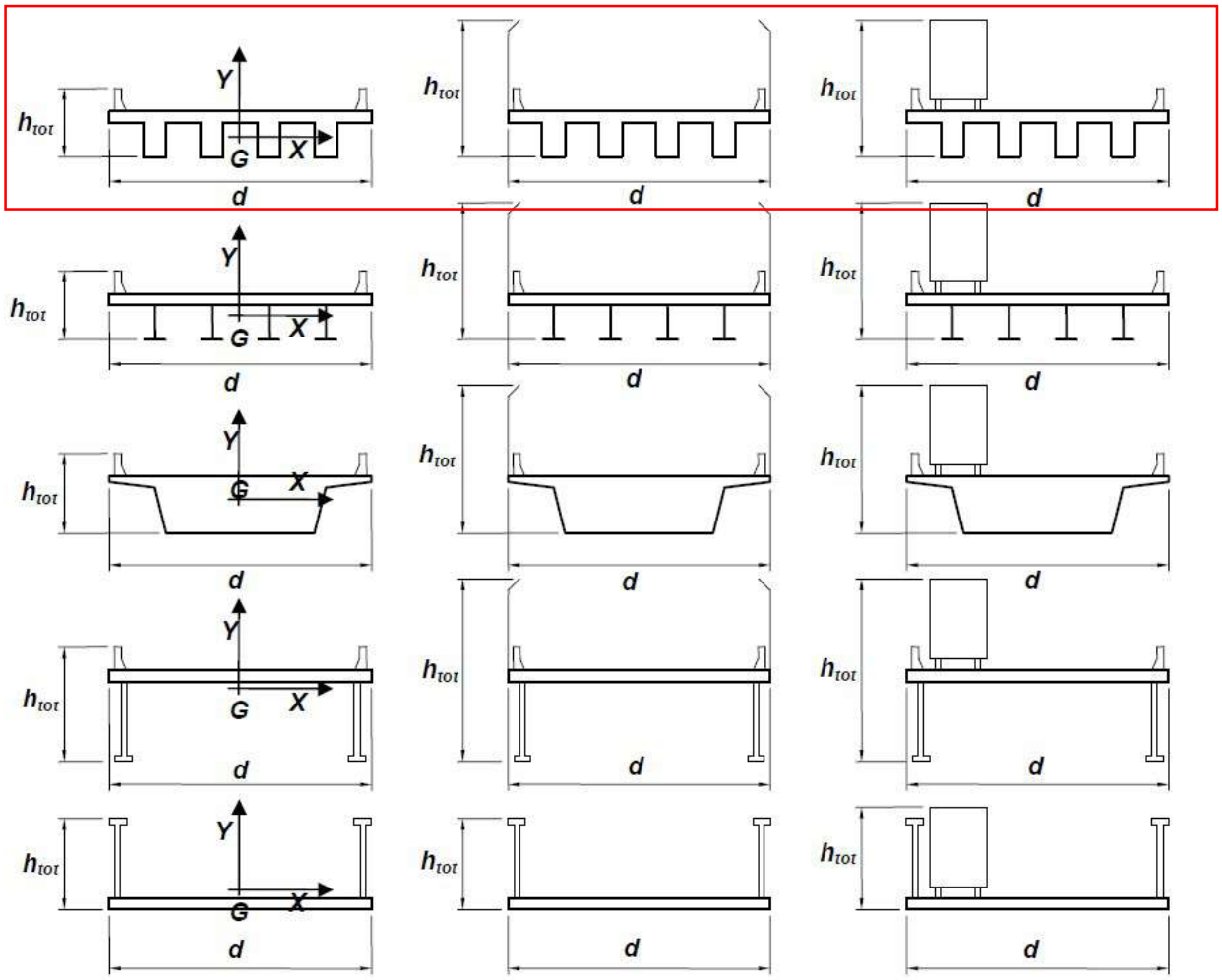


Figura G.54 – Tipi di impalcati da ponte trattati nel presente paragrafo: gli ultimi due casi si riferiscono sia a travi ad anima piena sia a travi reticolari.

G.11.1 Impalcato isolato

Ammettendo che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato, esso esercita nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche per unità di lunghezza riconducibili a una forza parallela alla direzione del vento, f_X, a una forza verticale, f_Y, e ad un momento intorno alla linea d'asse, m_Z (Figura G.54, Eq. (3.14), paragrafo 3.3.4). Tali azioni sono quantificate mediante una coppia di coefficienti di forza, c_{fX} e c_{fY}, e mediante un coefficiente di momento, c_{mZ}.

In mancanza di valutazioni più accurate, i coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza sono forniti dalle relazioni (Figura G.55):

$$c_{fX} = \begin{cases} \dfrac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \le d/h_{tot} \le 5 \\ \dfrac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \qquad \text{(G.24a)}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm\left(0,7 + 0,1\dfrac{d}{h_{tot}}\right) & 0 \le d/h_{tot} \le 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases} \qquad \text{(G.24b)}$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2 \qquad \text{(G.24c)}$$

dove:

d è la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento (Figura G.54);

h_{tot} è l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato (Figura G.54).

Nel caso in esame si ha un valore minimo di d pari a 6m costante lungo tutto lo sviluppo del ponte. Mentre si può considerare un'altezza costante dell'impalcato pari a 0.85m.

i ottiene pertanto un coefficiente d/h pari a 7.06 .

Si può pertanto utilizzare le seconde due formulazioni per i coefficienti in direzione X (parallela alla direzione del vento) ed Y (verticale). Si ottengono i seguenti valori.

$d = 6.00$

$$C_{fX} = \frac{1.35}{d/h_{tot}} = \frac{1.35}{6.00/0.85} = 0.20$$

$C_{fY} = \pm 1.200$

$C_{mZ} = \pm 0.20$

CALCOLO DELLA SPINTA A METRO LINEARE GENERATA DAL VENTO

Come riportato in precedenza, la spinta considerata in direzione ortogonale allo sviluppo del ponte per unità di lunghezza, come indicato al §3.3.4 della CNR-DT 207/2008, è pari a:

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX} = 0.70 \cdot 1.60 \cdot 0.20 \cong 0.23\ kN/m$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY} = \pm 0.70 \cdot 1.60 \cdot 1.20 \cong \pm 1.34\ kN/m$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ} = \pm 0.70 \cdot 1.60^2 \cdot 0.20 \cong \pm 0.36\ kN/m$$

Si rende necessario passare al sistema di riferimento globale della modellazione (GCS[2]) inserendo le forze sopra determinate. Tali sollecitazioni sono state modellate nel seguente modo:

- direzione X diviene Y nella modellazione (GCS) e spalmata sulla superficie laterale dell'impalato e ella trave più esterna.
- direzione Y diviene Z nella modellazione (GCS) e spalmata a metro quadrato sulla soletta dell'impalcato.
- momento torcente suddiviso in una coppia di forze a metro lineare applicate alle travi di bordo in direzione verticale Z (GCS).

9.9. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO (NTC 2018 § 3.2.3)

Ai fini delle vigenti NTC 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti vengono descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante l'accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R, la definizione degli spettri di risposta elastici e degli spettri di risposta di progetto è eseguita secondo i criteri di seguito esposti e secondo i parametri di riferimenti esplicitati.

9.9.1. VITA NOMINALE

Trattandosi di opera ordinaria, il progetto viene condotto ipotizzando per l'opera una durata nominale $V_N \geq 50$ anni.

9.9.2. CLASSE D'USO

Per l'analisi sismica il fabbricato ricade in classe IV

[2] Global Coordinate System XYZ del modello

9.9.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R, quantificato moltiplicando la vita nominale V_N (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione C_U:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{vR} corrispondente allo stato limite considerato il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito dalla tabella seguente:

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

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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Nel caso in esame $C_U = 2$, da cui $V_R = 100$

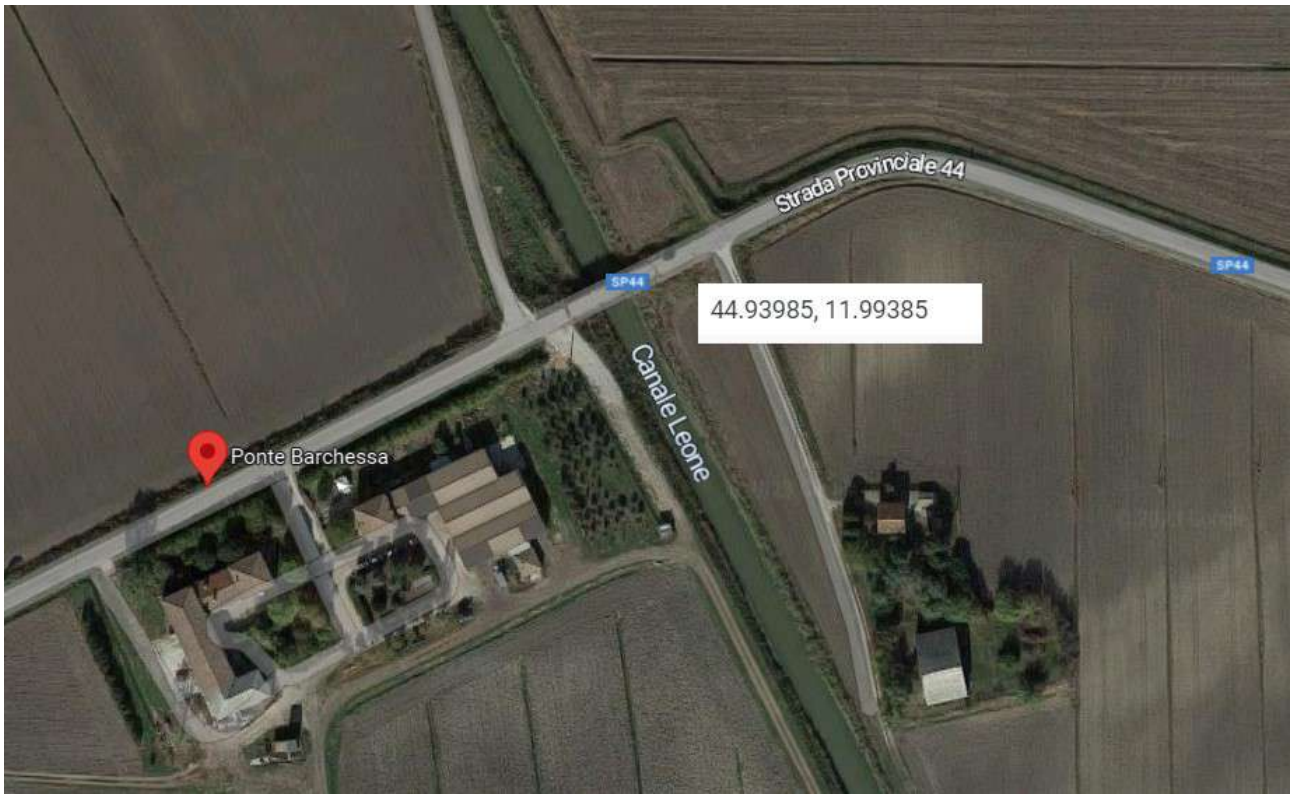


Figura 8 - Coordinate geografiche del ponte

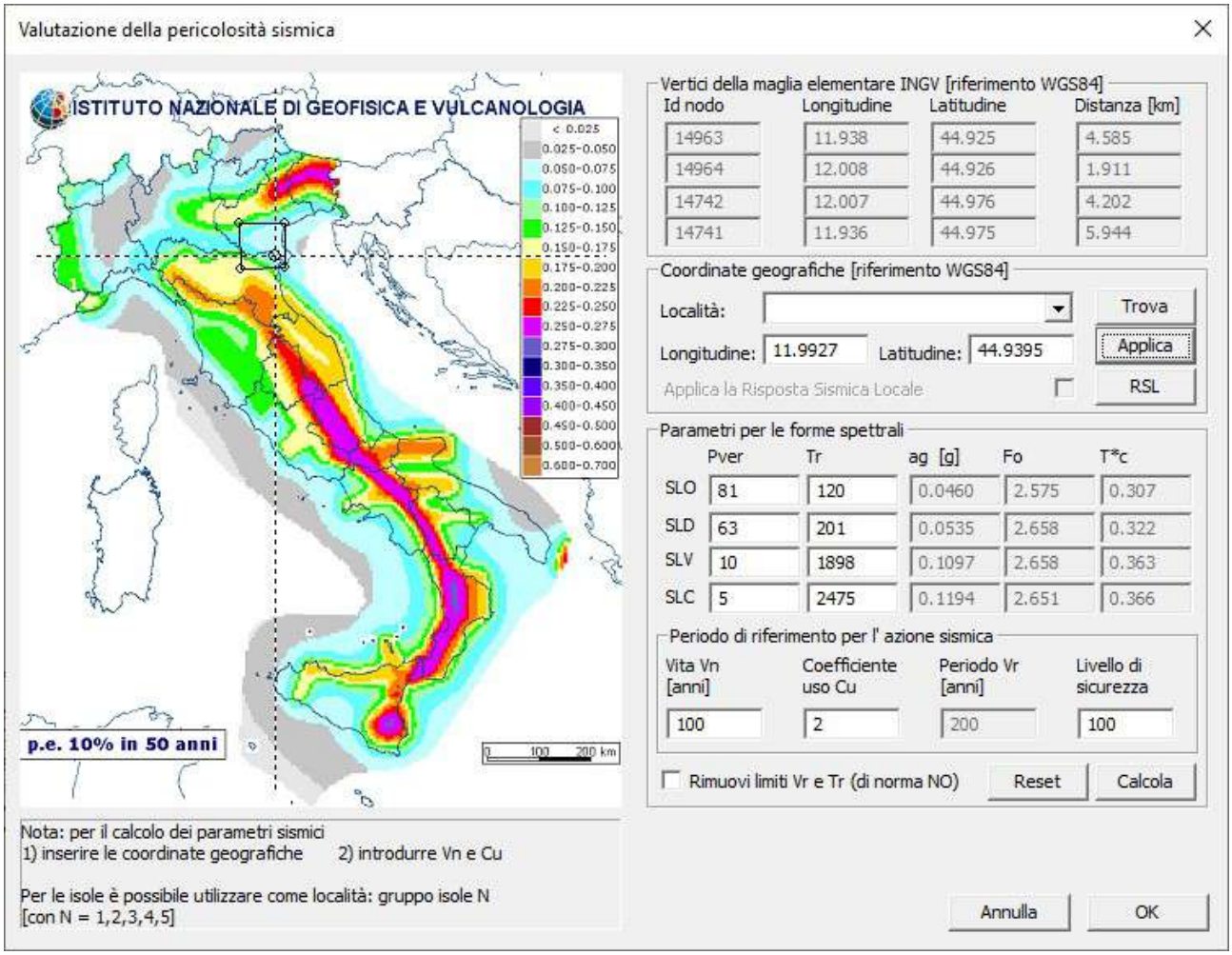
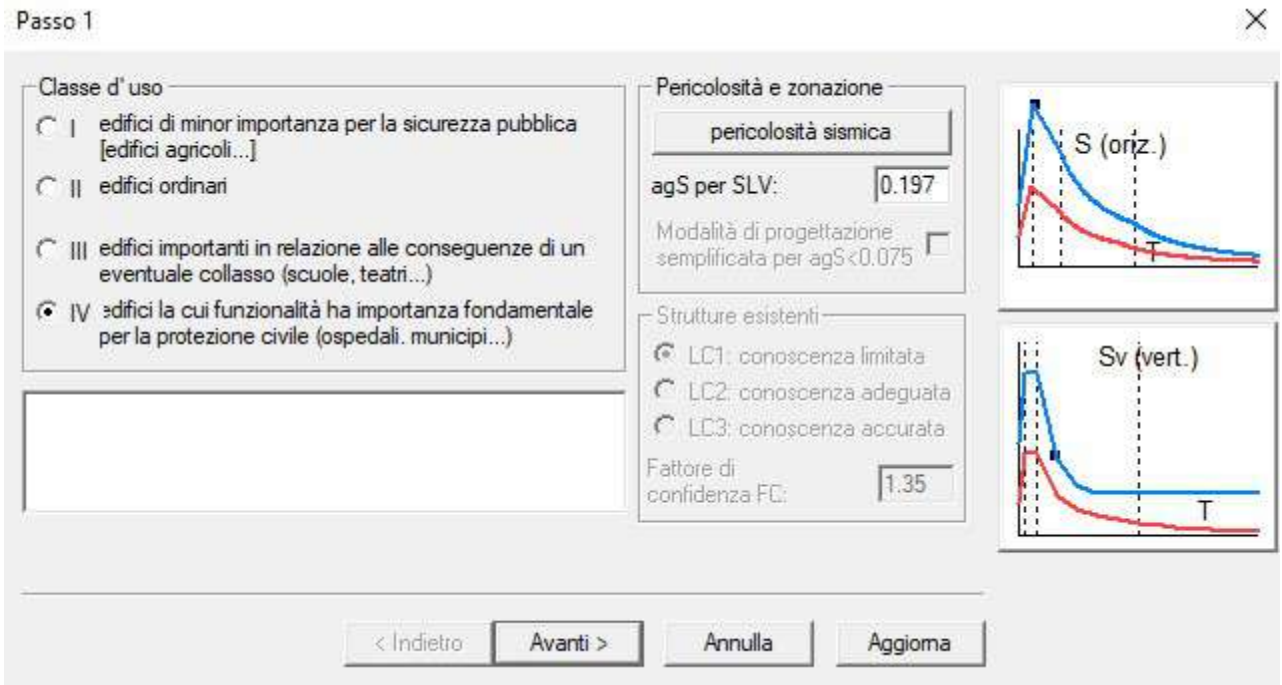
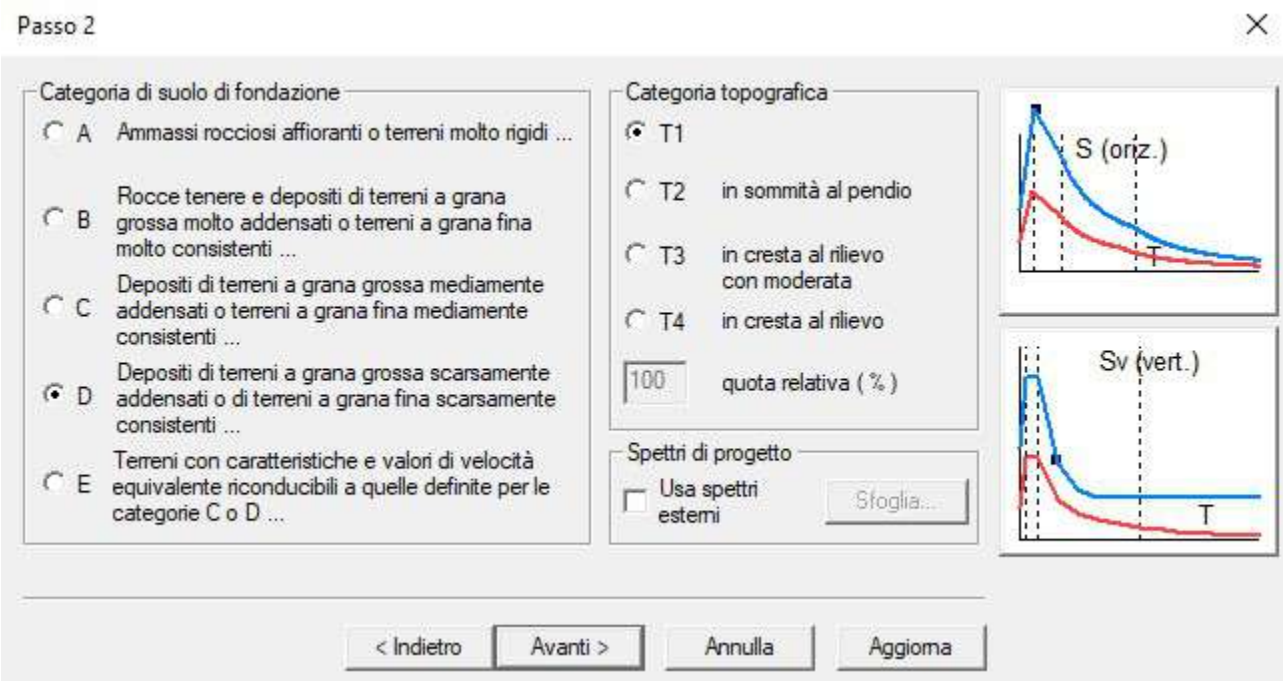


Figura 9 - Implementazione dell'azione sismica all'interno del software di calcolo





9.9.4. CRITERI E PRINCIPI DI CALCOLO

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si

ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$K * u = F$ dove K = matrice di rigidezza

u = vettore spostamenti nodali

F = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo TRUSS (biella-D2)

Elemento tipo BEAM (trave-D2)

Elemento tipo MEMBRANE (membrana-D3)

Elemento tipo PLATE (piastra-guscio-D3)

Elemento tipo BOUNDARY (molla)

Elemento tipo STIFFNESS (matrice di rigidezza)

Elemento tipo BRICK (elemento solido)

Elemento tipo SOLAIO (macro elemento composto da più membrane)

La modellazione sismica viene condotta mediante analisi dinamica lineare con spettro di risposta, assumendo quale fattore di struttura il valore di 1,5, ovvero la struttura è considerata di tipo NON DISSIPATIVO.

Tale definizione è stata effettuata dopo aver esaminato il livello di irregolarità dell'edificio e la tipologia di armatura presente per le diverse membrature.

10. INFORMAZIONI SUL SOFTWARE DI CALCOLO

Il software adottato per le verifiche è ProSap sviluppato da 2S.I.

Si riportano a seguire maggiori informazioni.

Nei paragrafi successivi saranno condotti dallo scrivente dei test per la verifica ed il controllo dei risultati ottenuti da processo automatizzato.

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2018-07-183)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi3932

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

11.COMBINAZIONE DELLE AZIONI (NTC 2018 § 2.5.3)

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Ai fini delle verifiche agli stati limite ultimi si definisce la combinazione fondamentale:

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

dove:

G_1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P pretensione e precompressione;

Q_{ki} (i = 1, 2, 3...) carichi variabili;

γ_{Gi} e γ_{Qi} (i = 1, 2, 3...) coefficienti parziali di sicurezza;

ψ_{0j} (j = 1, 2, 3...) sono i coefficienti di combinazione;:

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

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

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.
[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

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

12. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

L'analisi e verifica sismica del fabbricato, deve essere effettuata mediante la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, impiegata sia per gli Stati Limite Ultimi che per quelli di Esercizio:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_k + \gamma_P \cdot P_k + \sum(\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{ki})$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_k valore caratteristico dei carichi permanenti;

P_k valore caratteristico dell'azione di precompressione o pretensione;

γ_E, γ_G, γ_p, γ_q coefficienti parziali di sicurezza pari ad 1;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile.

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

$$G_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} per le varie destinazioni d'uso possono essere desunti dalla Tab. 5.1.VI dell'NTC 2018, precedentemente riportata.

13.MODELLAZIONE DELL'IMPALCATO.

Il ponte è stato studiato realizzando modelli separati per l'impalcato e per le spalle in un'ottica conservativa, considerata la maggior rigidezza dei singoli modelli con vincoli ad incastro rispetto ad una modellazione globale comprensiva della deformabilità dei pali.

Nello specifico si adotteranno tre modelli:

1. Modello dell'impalcato comprensivo degli isolatori, dei giunti di dilatazione e del paraghiaia da considerarsi incastrato per valutare gli effetti della presenza dei giunti a collegamento tra impalcato e spalla;
2. Modello della spalla a cui vengono applicati i carichi massimi trasferiti dell'impalcato, con vincolo ad incastro in corrispondenza dei pali;
3. Modello del palo cui vengono applicati i carichi massimi derivanti dai modelli 1 e 2.

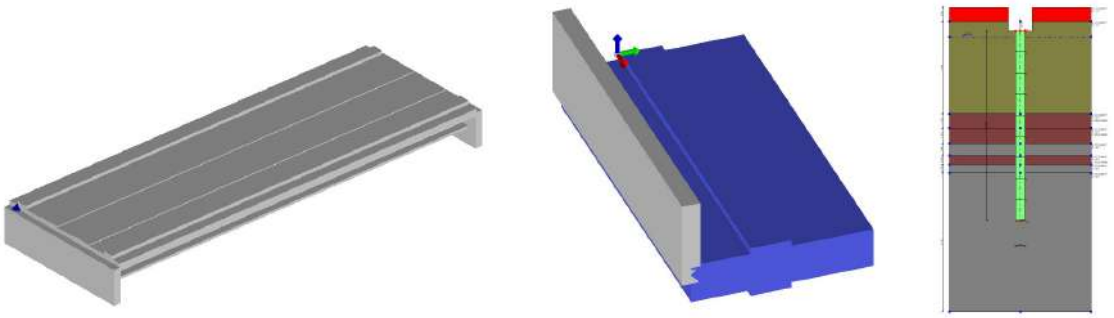


Figura 10 - Modelli adottati per il complesso del ponte

Si adotta un'analisi modale di tipo lineare, trattandosi di sistema di isolamento con smorzamento inferiore al 30% e rispondente ai requisiti di cui al punto 7.10 delle vigenti NTC 2018.

La struttura è dimensionata per rimanere in campo elastico e si adotta q=1,0.

Si riportano i principali parametri adottati nel modello.

categoria suolo: D
fattore di sito S = 1.800
ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.371 g
angolo di ingresso:0.0
eccentricità aggiuntiva: negativa
periodo proprio T1: 1.296 sec.
fattore q: 1.000
fattore per spost. mu d: 1.000
classe di duttilità CD: ND
numero di modi considerati: 42

combinaz. modale: CQC

Si riporta la rappresentazione dei carichi implementati.

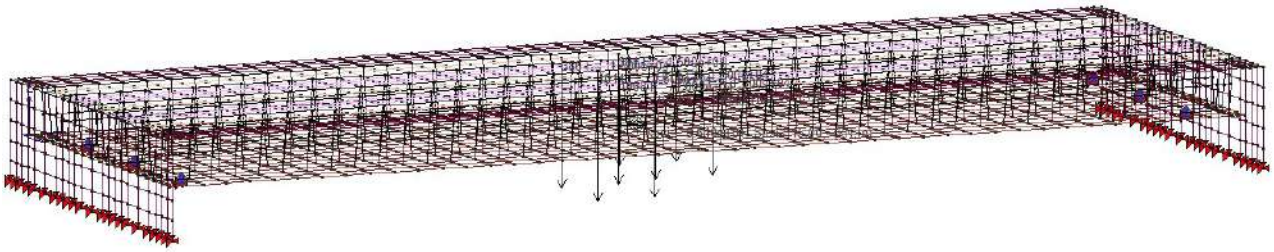


Figura 11 - Carico Variabile Qik - POS.1

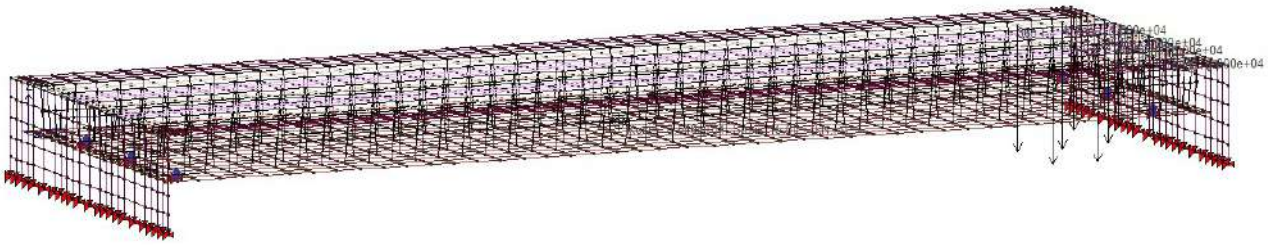


Figura 12 - Carico Variabile Qik - POS2

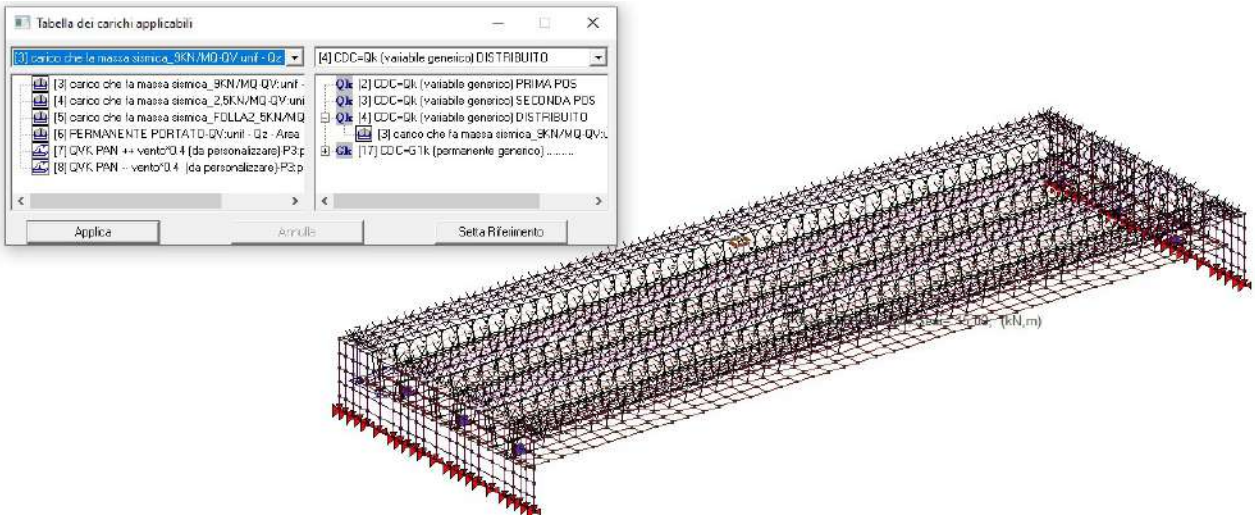


Figura 13 - Carico variabile distribuito 9KN/mq// 2,5 KN/mq

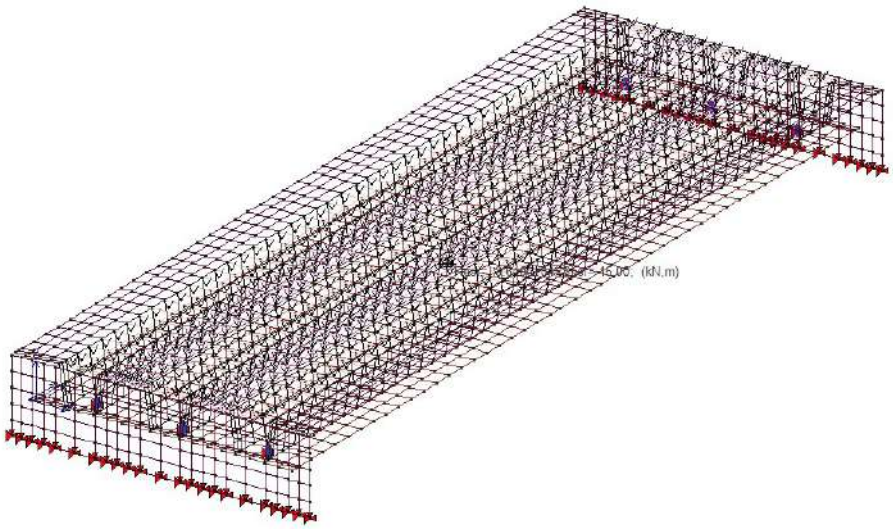


Figura 14 - Carico permanente distribuito

Poiché la strategia di progettazione prevede l'utilizzo di isolatori, si sviluppa dapprima il modello a base fissa per verificarne massa, frequenza e caratteristiche dinamiche al fine della validazione dei dati del modelli isolato e dell'accettazione della tipologia di dispositivo adottato.

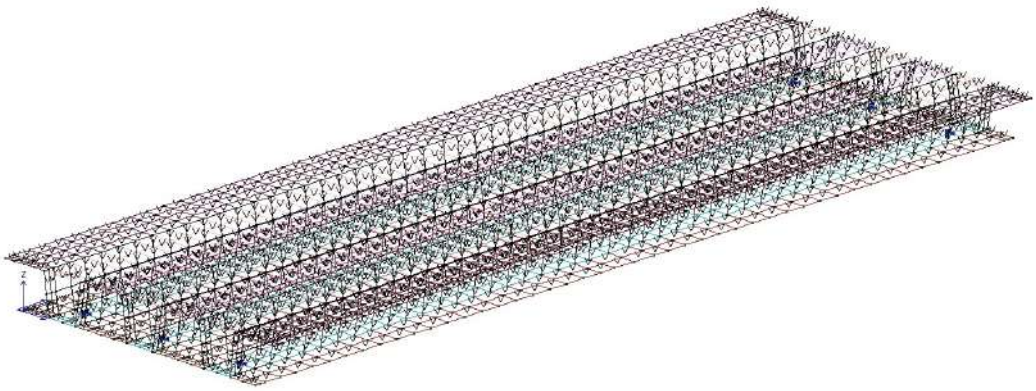


Figura 15 - Modello BF

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	7.278	0.137	0.377	0.0	0.0	0.0	0.0	2.633e+05	74.6	0.0	0.0
2	10.866	0.092	0.317	9.171e+04	26.0	0.0	0.0	9.24e-06	0.0	0.0	0.0
3	18.992	0.053	0.266	3.74e-04	0.0	2.439e+04	6.9	1.12e-06	0.0	0.0	0.0
4	19.371	0.052	0.265	2.331e+05	66.1	5.15e-05	0.0	2.25e-06	0.0	0.0	0.0
5	22.746	0.044	0.255	4669.93	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	34.058	0.029	0.236	0.0	0.0	3.68e-03	1.04e-06	1375.11	0.4	0.0	0.0
7	34.191	0.029	0.236	120.81	3.42e-02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	37.490	0.027	0.232	0.0	0.0	0.04	1.03e-05	4.621e+04	13.1	0.0	0.0
9	38.833	0.026	0.231	7.42	2.10e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	40.346	0.025	0.230	0.0	0.0	4.624e+04	13.1	3.66e-04	0.0	0.0	0.0
11	42.015	0.024	0.229	0.0	0.0	2.674e+05	75.8	6.85e-03	1.94e-06	0.0	0.0
12	48.448	0.021	0.224	9858.21	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	49.158	0.020	0.224	0.0	0.0	0.05	1.41e-05	218.18	6.18e-02	0.0	0.0
14	49.670	0.020	0.224	0.58	1.64e-04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	50.154	0.020	0.223	9973.38	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	52.159	0.019	0.222	0.0	0.0	94.07	2.67e-02	2.15e-03	0.0	0.0	0.0

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
17	58.311	0.017	0.220	30.24	8.57e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	58.509	0.017	0.220	1152.64	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	61.055	0.016	0.219	0.0	0.0	702.49	0.2	5.98	1.70e-03	0.0	0.0
20	62.648	0.016	0.218	0.0	0.0	0.55	1.56e-04	6048.51	1.7	0.0	0.0
21	65.897	0.015	0.217	0.0	0.0	1.60e-03	0.0	9855.46	2.8	0.0	0.0
22	69.766	0.014	0.216	71.74	2.03e-02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	70.639	0.014	0.216	0.0	0.0	256.86	7.28e-02	2.80	7.94e-04	0.0	0.0
24	71.802	0.014	0.216	1.43	4.05e-04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	72.269	0.014	0.216	85.38	2.42e-02	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	74.148	0.013	0.215	0.0	0.0	4.17e-03	1.18e-06	2.029e+04	5.7	0.0	0.0
27	79.184	0.013	0.214	0.0	0.0	2171.42	0.6	0.88	2.50e-04	0.0	0.0
28	81.239	0.012	0.214	0.0	0.0	0.01	3.48e-06	124.12	3.52e-02	0.0	0.0
29	82.354	0.012	0.213	9.07	2.57e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	84.592	0.012	0.213	0.0	0.0	0.04	1.08e-05	709.66	0.2	0.0	0.0
31	87.281	0.011	0.212	10.05	2.85e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	89.732	0.011	0.212	0.0	0.0	2677.95	0.8	0.52	1.46e-04	0.0	0.0
33	93.673	0.011	0.211	16.26	4.61e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	94.062	0.011	0.211	0.0	0.0	102.86	2.91e-02	0.48	1.36e-04	0.0	0.0
35	96.362	0.010	0.211	0.0	0.0	1.86	5.27e-04	472.15	0.1	0.0	0.0
Risulta				3.508e+05		3.441e+05		3.486e+05			
In percentuale				99.42		97.49		98.78			

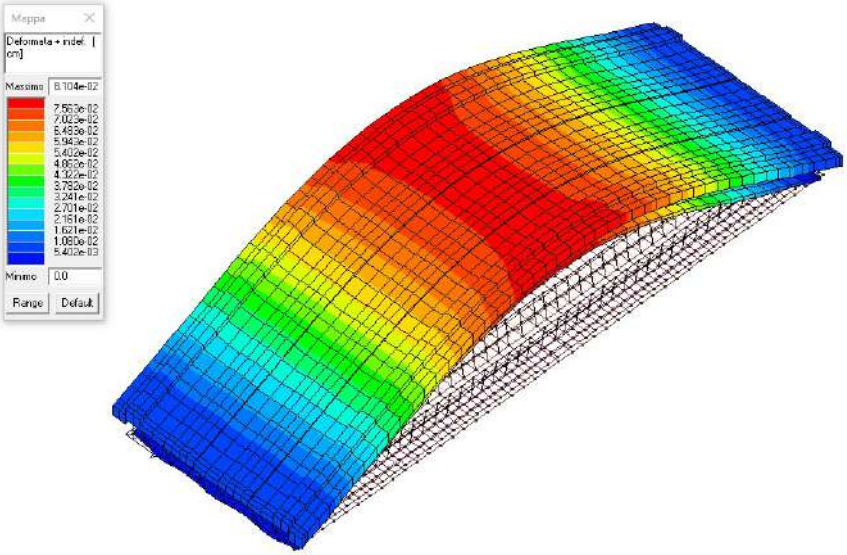


Figura 16 - Modello BF - Modo 1

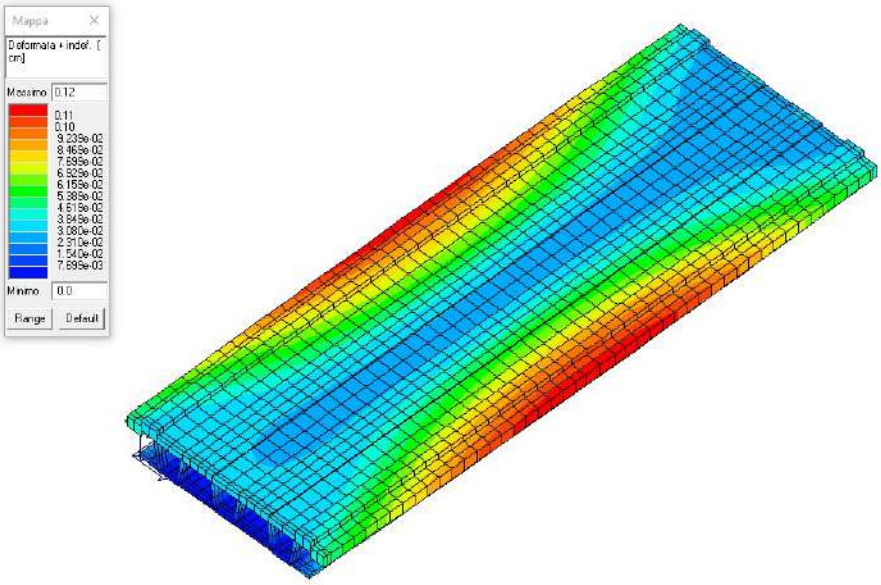


Figura 17 - Modello BF- Modo 2

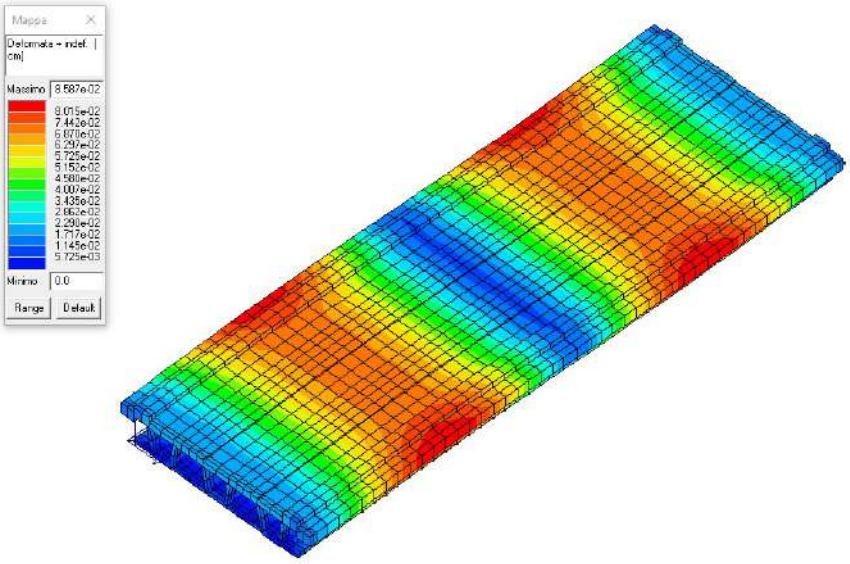
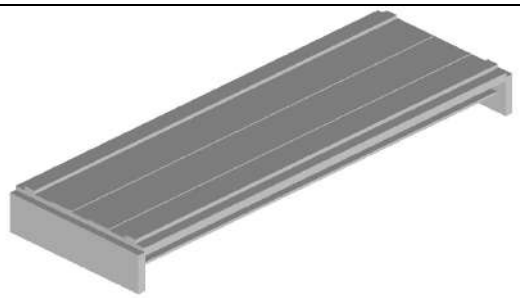
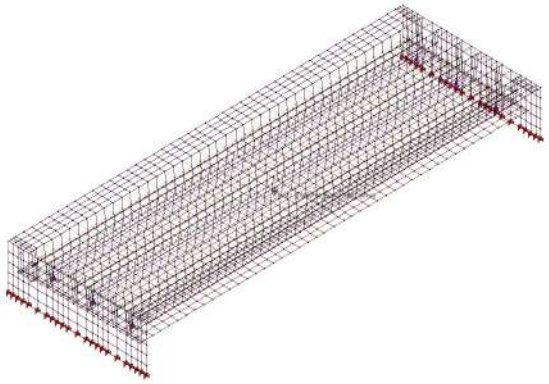


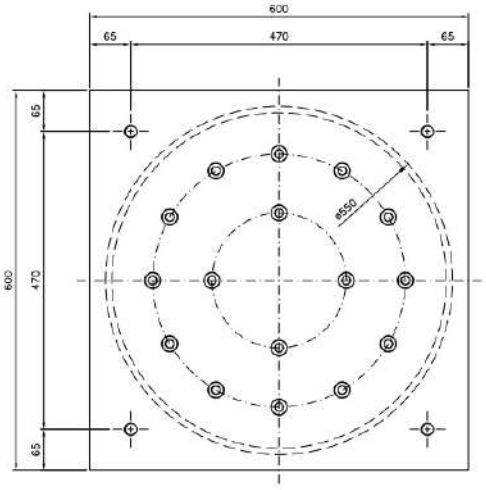
Figura 18 - Modello BF - Modo 3

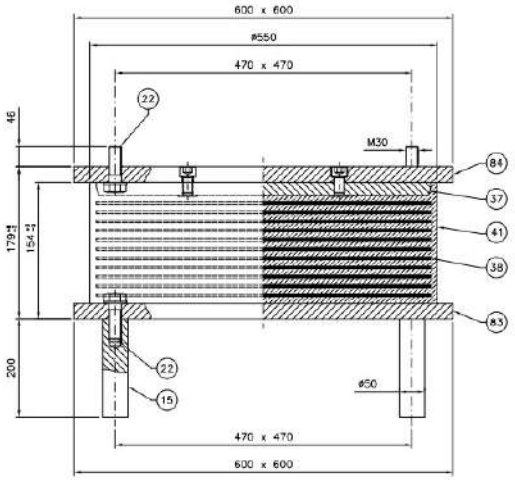
Il modello sviluppato per il sistema isolato comprende l'impalcato ed il muro paraghiaia, considerato cautelativamente incastrato alla base, al fine di poter contemplare la rigidezza degli elementi coprigiunto pari a 0,275 KN/mm, per quanto poco influente in rapporto al sistema complessivo.

I giunti sono modellati come aste di rigidezza assiale equivalente a quella del profilo in neoprene.

	
Modello impalcato isolato – 3D	Modello impalcato isolato con n° 4 isolatori e n° 2 slitte.

Si riportano a seguire le caratteristiche degli isolatori implementate nel software ai fini della caratterizzazione dinamica del sistema isolato.





N_{Ed}	1000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
K_b	2.16	kN/mm	Rigidezza orizzontale equivalente a deformazioni di taglio 100%
α	±0.005	rad	Rotazione massima nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
ξ_b	15	%	Smorzamento viscoso equivalente a deformazione di taglio 100%
d_{Ed}	±165	mm	Spostamento orizzontale massimo
F_{Rd}	2000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico allo SLU

Figura 19 - Caratteristiche dell'isolatore

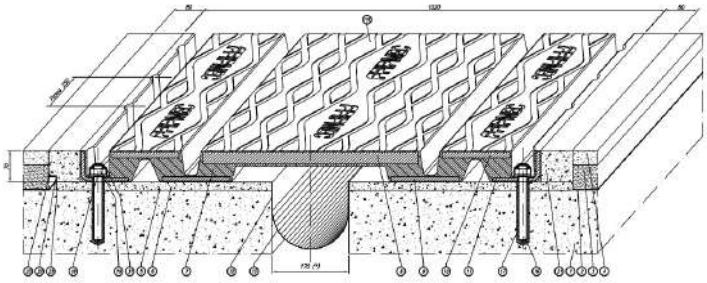


Figura 20 - Giunto

L'introduzione dei n° 4 isolatori combinati alle due slitte modifica sensibilmente le caratteristiche dinamiche del ponte, in particolar modo nella direzione Y, come si evince dalla tabella a seguire.

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	0.772	1.296	0.216	3.503e+05	93.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.322	0.756	0.369	2644.74	0.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.509	0.663	0.371	0.0	0.0	3.534e+05	94.5	0.0	0.0	0.0	0.0
4	5.534	0.181	0.433	0.0	0.0	0.0	0.0	2.677e+05	71.6	0.0	0.0
5	11.175	0.089	0.314	2.06	5.52e-04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	19.459	0.051	0.264	0.0	0.0	1.25e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	25.056	0.040	0.250	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	33.802	0.030	0.236	0.0	0.0	0.0	0.0	2526.87	0.7	0.0	0.0
9	36.640	0.027	0.233	0.10	2.66e-05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	36.740	0.027	0.233	0.0	0.0	0.0	0.0	4.224e+04	11.3	0.0	0.0
11	38.698	0.026	0.231	0.02	5.94e-06	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	40.154	0.025	0.230	0.0	0.0	1.61e-03	0.0	1.43e-03	0.0	0.0	0.0
13	47.347	0.021	0.225	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	48.871	0.020	0.224	0.0	0.0	2.74e-06	0.0	106.63	2.85e-02	0.0	0.0
15	48.972	0.020	0.224	1.73e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	51.488	0.019	0.223	0.0	0.0	7.31e-04	0.0	6.05e-04	0.0	0.0	0.0
17	56.130	0.018	0.221	0.0	0.0	1.82e-03	0.0	0.53	1.41e-04	0.0	0.0
18	56.132	0.018	0.221	0.0	0.0	1.882e+04	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	57.569	0.017	0.220	1.04e-05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	57.962	0.017	0.220	2.01e-03	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	60.774	0.016	0.219	0.0	0.0	3.92e-03	1.05e-06	7.58	2.03e-03	0.0	0.0
22	62.283	0.016	0.218	0.0	0.0	0.0	0.0	7654.42	2.0	0.0	0.0
23	64.315	0.016	0.218	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	64.315	0.016	0.218	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	65.376	0.015	0.217	0.0	0.0	0.0	0.0	9915.42	2.7	0.0	0.0
26	68.208	0.015	0.217	2.43e-04	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	68.496	0.015	0.217	0.0	0.0	0.0	0.0	1016.62	0.3	0.0	0.0
28	68.706	0.015	0.216	2.47e-05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	70.304	0.014	0.216	0.0	0.0	7.33e-04	0.0	1.05	2.80e-04	0.0	0.0
30	71.650	0.014	0.216	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	74.918	0.013	0.215	0.0	0.0	0.0	0.0	1.405e+04	3.8	0.0	0.0
32	77.620	0.013	0.214	0.0	0.0	3.07e-03	0.0	0.24	6.34e-05	0.0	0.0
33	79.665	0.013	0.214	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	81.248	0.012	0.214	0.0	0.0	0.0	0.0	440.65	0.1	0.0	0.0
35	86.732	0.012	0.212	0.0	0.0	1.73	4.64e-04	7.15e-05	0.0	0.0	0.0
36	86.732	0.012	0.212	0.0	0.0	0.07	1.92e-05	6.69e-04	0.0	0.0	0.0
37	86.775	0.012	0.212	2.11e-04	0.0	0.0	0.0	1.63e-05	0.0	0.0	0.0
38	87.302	0.011	0.212	2.86e-06	0.0	1.28e-03	0.0	0.57	1.53e-04	0.0	0.0
39	92.774	0.011	0.212	0.0	0.0	0.0	0.0	9.12e-04	0.0	0.0	0.0
40	93.145	0.011	0.211	1.40e-06	0.0	3.78e-06	0.0	3264.23	0.9	0.0	0.0
41	93.588	0.011	0.211	1.80e-06	0.0	1.05e-04	0.0	104.78	2.80e-02	0.0	0.0
42	99.710	0.010	0.211	4.50e-04	0.0	0.0	0.0	9.51e-06	0.0	0.0	0.0
Risulta				3.529e+05		3.722e+05		3.490e+05			
In percentuale				94.37		99.54		93.34			

Si vogliono raffrontare le caratteristiche dinamiche dei due modelli.

Modello isolato:

Modo 1 – T=1,29 sec – attivazione del 93,7% della massa in direzione X

Modo 3 – T=0,663 sec – attivazione del 94,5% della massa in direzione Y

Modello a base fissa:

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
2	10.866	0.092	0.317	9.171e+04	26.0	0.0	0.0	9.24e-06	0.0	0.0	0.0
4	19.371	0.052	0.265	2.331e+05	66.1	5.15e-05	0.0	2.25e-06	0.0	0.0	0.0
11	42.015	0.024	0.229	0.0	0.0	2.674e+05	75.8	6.85e-03	1.94e-06	0.0	0.0

Il periodo del sistema isolato è maggiore di 3Tbf per tutti i modi significativi, *il sistema di isolatori è idoneo all'impalcato.*

Si evidenzia, inoltre, come i primi due modi del sistema con isolatori attivino una percentuale di massa superiore al 90% a fronte della forte dispersione riscontrata per il sistema a base fissa.

Si riporta a seguire la verifica dei principali parametri degli isolatori.

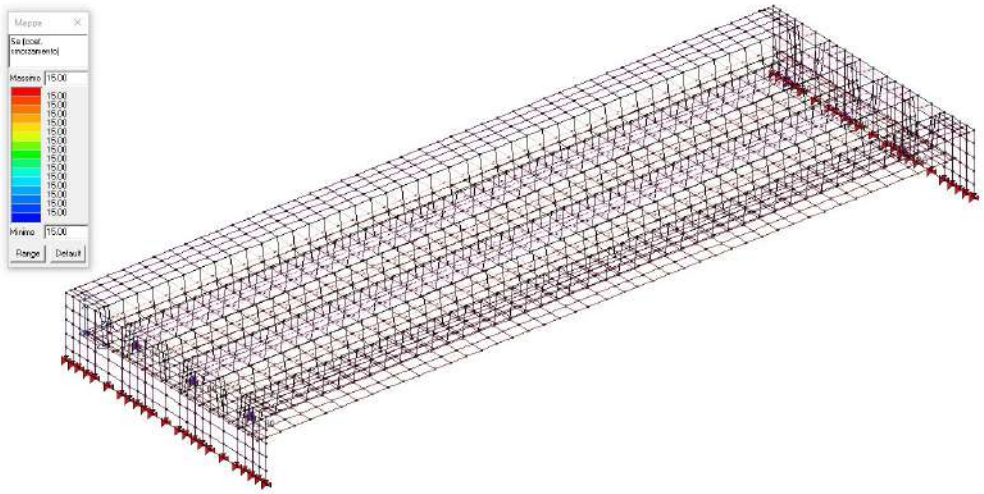


Figura 21 - Smorzamento isolatori

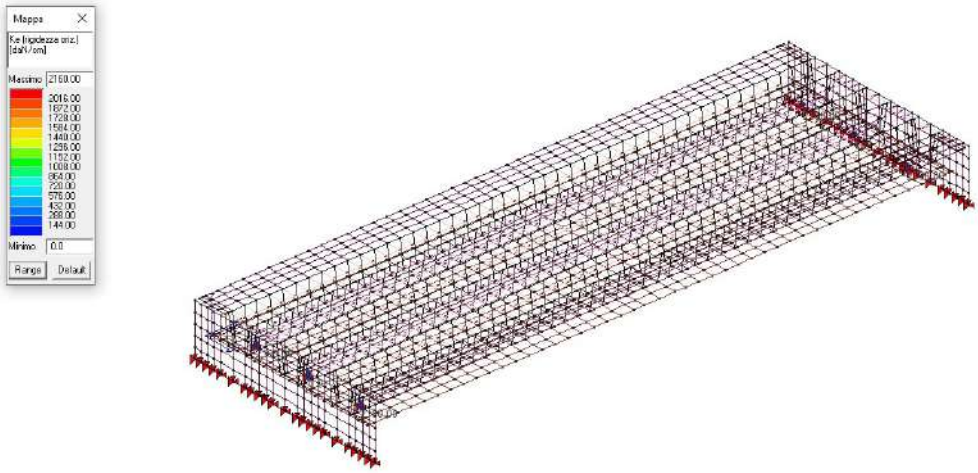


Figura 22 - Rigidezza isolatori

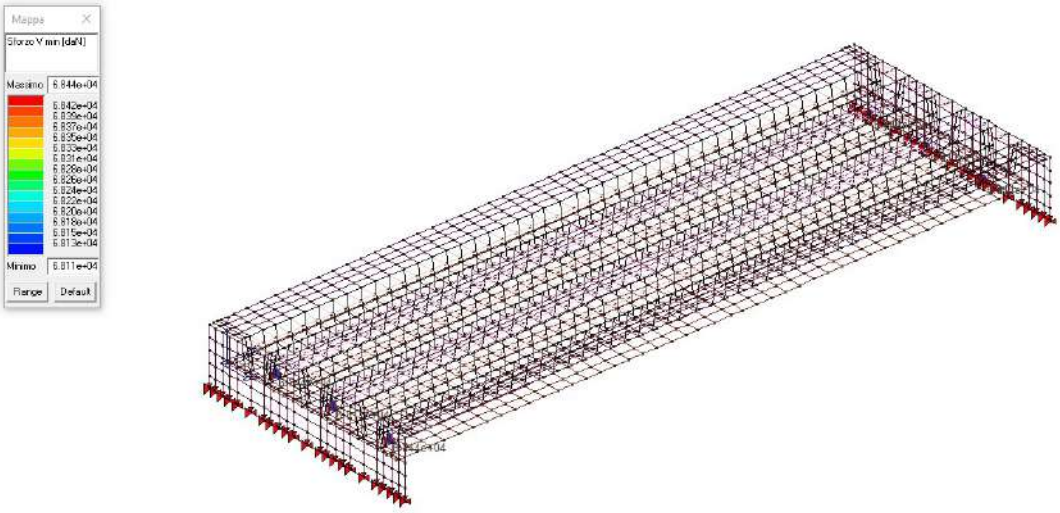


Figura 23 - Sforzo normale minimo SLC

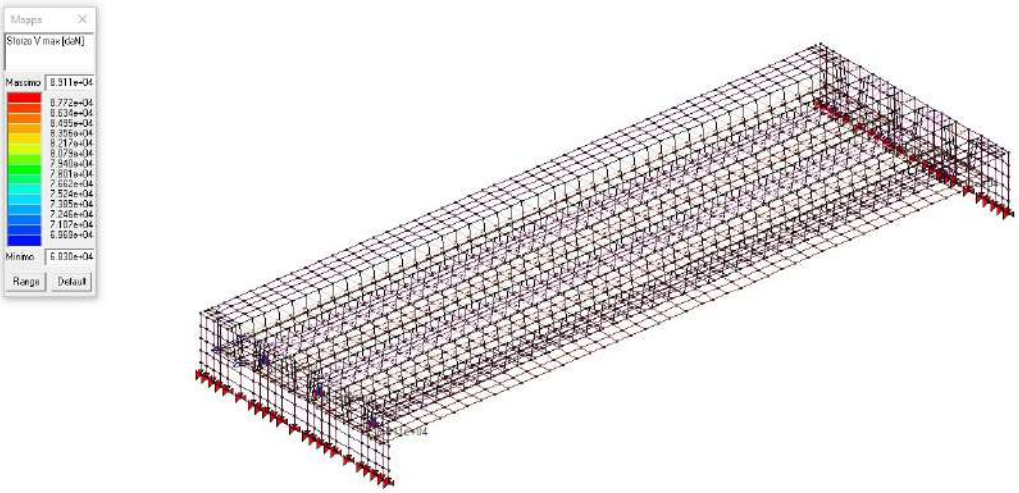


Figura 24 - Sforzo normale massimo SLC

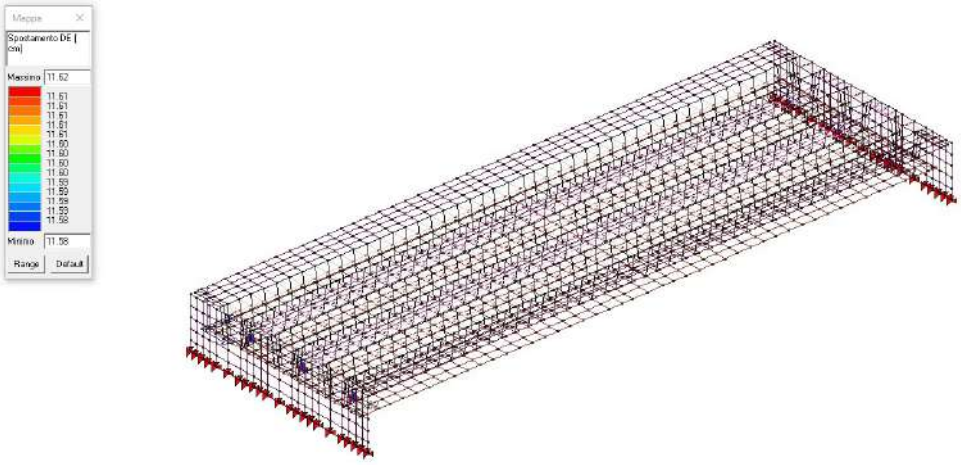


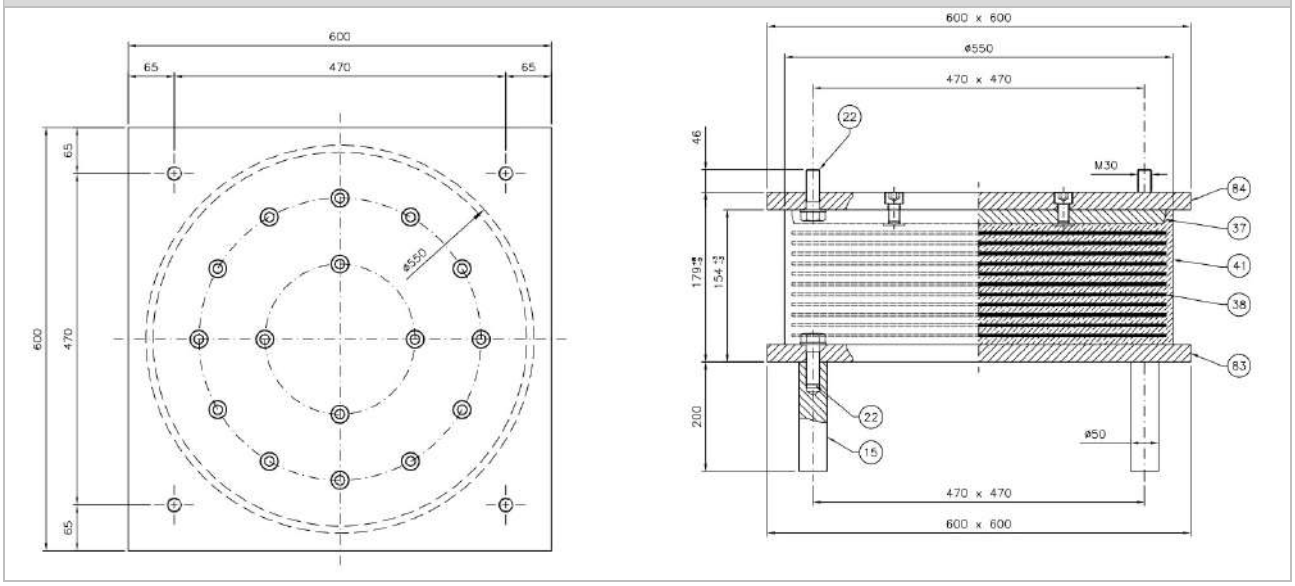
Figura 25 - Spostamento massimo SLC

Lo sforzo normale massimo sugli isolatori vale 89110 daN<1000 KN massimi ammissibili allo SLC per il dispositivo ipotizzato, *la verifica risulta soddisfatta*.

La verifica dei collegamenti degli isolatori sismici alla sottostruttura e sovrastruttura viene condotta adottando come azione tagliante sollecitante, il taglio resistente dell'isolatore definito come l'azione massima assorbita dallo stesso in corrispondenza del suo spostamento massimo amplificata dal fattore moltiplicativo 1,5 in accordo con il § 7.10.6.2.1 della NTC 2018.

Si riportano di seguito le specifiche dell'isolatore adottato in fase di progettazione.

SPECIFICHE ISOLATORE – FIP SI-N 550/80



N_{Ed}	1000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
K_b	2.16	kN/mm	Rigidezza orizzontale equivalente a deformazioni di taglio 100%
α	±0.005	rad	Rotazione massima nelle combinazioni di carico comprensive dell'azione sismica (SLC)
ξ_b	15	%	Smorzamento viscoso equivalente a deformazione di taglio 100%
d_{Ed}	±165	mm	Spostamento orizzontale massimo
F_{zd}	2000	kN	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico allo SLU

POS.	Q.TÀ	DESCRIZIONE – DIMENSIONI	MATERIALE
84	1	Piastra d'ancoraggio superiore	S275JR EN 10025
83	1	Piastra d'ancoraggio inferiore	S275JR EN 10025
41		Gomma vulcanizzata	G_{dm}=0.8 MPa
38		Lamiera di rinforzo vulcanizzata	S355JR EN 10025
37	1	Piastra vulcanizzata	S275JR EN 10025
22	8	Vite d'ancoraggio TE	Classe 8.8 ISO 898
15	4	Zanca d'ancoraggio	C40 +0T EN 10083

FIPMEC fipmec.it

PESO (Kg)	SCALA	Formato A2	
–	NO		
SIGLA PRODOTTO	DISEGNATO	GR	14/07/2021
SI–N 550/88	APPROVATO	LM	14/07/2021
DESCRIZIONE	DISEGNO	REV.	
Isolatore elastomerico serie SI	A51973	A	

In accordo con quanto riportato nel prospetto sovrastante, il taglio agente sull'isolatore in corrispondenza del massimo spostamento risulta,

d_{Ed} = 116,2 mm

K_b = 2,16 kN/mm

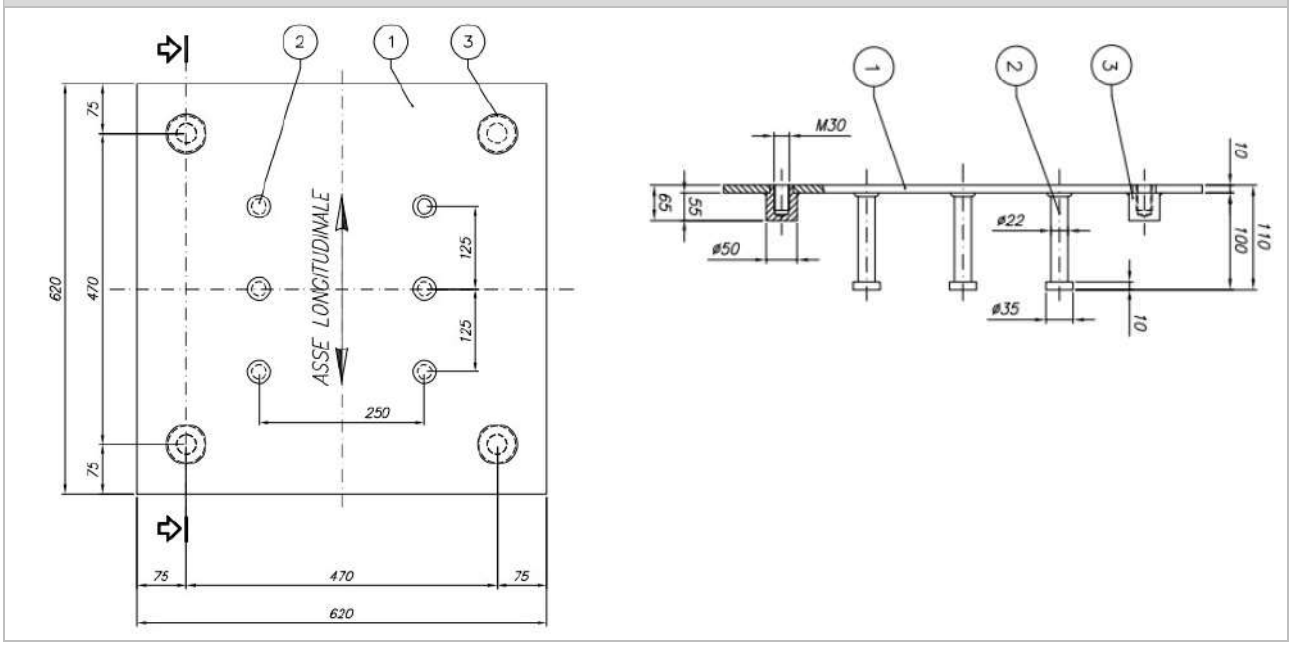
$V_{Rd,isolatore}$ = 250 kN

per cui l'azione tagliante alla quale gli elementi di collegamento del dispositivo di isolamento dovranno resistere risulta pari a,

$$V_{Ed} = 1{,}5x250 = 375 \text{ kN}$$

Il dispositivo di isolamento sismico è collegato alla struttura delle travi in c.a.p. prefabbricate mediante l'utilizzo di un'apposita piastra di fissaggio di cui si riporta di seguito un dettaglio.

CONTROPIASTRA SUPERIORE ISOLATORE – FIP SI-N 550/80



Come si può evincere dal prospetto superiore il collegamento tra l'isolatore e la contropiastra è realizzato da 4 Bulloni M30 cl. 8.8., mentre la connessione tra la contropiastra e la trave prefabbricata è realizzato con 6 pioli Ø22 alti 100 mm saldati a quest'ultima e annegati nel getto della trave in c.a.p.

La verifica del collegamento tra l'isolatore e la contropiastra risulta verificata come riportato in seguito.

4 Bulloni M30 $A_{res} = 561\ mm^2$ $f_{tb} = 800$ MPa

$F_{t,Rd} = 0{,}6 \cdot A_{fbk} \cdot f_{tbk} / \gamma_{M2} = 215{,}42$ kN

$V_{Rd} = 4 \cdot F_{t,Rd} = 861{,}68$ kN $> V_{Ed} = 375$ kN → Verifica Soddisfatta

Anche la verifica del collegamento tra la contropiastra e la trave in c.a. risulta soddisfatta come riportato in seguito.

6 Pioli Ø22 $h_{sc} = 110$ mm $f_{ck} = 45$ MPa $f_{tk} = 430$ MPa

$\alpha = 1{,}0$ $(h_{sc} / d > 4)$ $E_{cm} = 36283$ MPa $\gamma_V = 1{,}25$

$P_{R,d,a} = 0{,}8 \cdot f_{tk} (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_V = 104{,}56$ kN → $V_{Rd,a} = 6 \cdot P_{R,d,a} = 627{,}36$ kN

$P_{R,d,c} = 0{,}29 \cdot \alpha \cdot d^2 (f_{ck} \cdot E_{cm}) / \gamma_V = 143{,}48$ kN → $V_{Rd,c} = 6 \cdot P_{R,d,c} = 860{,}88$ kN

$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,a} ;\ V_{Rd,c} \} = 627{,}36$ kN $> V_{Ed} = 375$ kN → *Verifica Soddisfatta*

13.1. *Giudizio motivato di attendibilità dei risultati.*

Si riporta a seguire il calcolo manuale della massa sismica secondo la formulazione precedentemente riportata.

Carico impalcato			
Carichi permanenti	G1		
Peso travi		128625	daN
Peso soletta (25 cm)		136893,75	daN
Peso banchina (20 cm)		36015	daN
Peso traversi		24138	daN
Carico struttura		**325671,75**	daN
Carichi permanenti	G2		
Binder+ tappeto di usura		300	daN/mq
Carico permanente totale		**45900**	daN
Stima massa impalcato		**371571,75**	**daN**

La differenza tra le due masse è dell'ordine del 5%, del tutto accettabile e motivato dall'utilizzo di elementi D3 che non rappresentano i raccordi in corrispondenza degli spigoli della trave c.a.p.

13.2. VERIFICA DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

13.2.1. VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE

Si riportano a seguire le sollecitazioni risultanti sulla SPALLA 1 e sulla SPALLA 2 derivanti dalla combinazione delle azioni sui singoli nodi di fondazione.

RISULTANTE DELLE AZIONI SULLA SPALLA 1

Cmb.	**Fx tot**	**Fh tot**	**Fv tot**		**Fh,tot (combinazione di Fh e Fx)**
	daN	daN	daN		daN
1	0	812,66	-2,93E+05		812,66
2	0,01	897,6	-3,24E+05		897,6000001
3	0	625,12	-2,26E+05		625,12
4	0	710,07	-2,56E+05		710,07
5	0	1025,02	-3,70E+05		1025,02
6	0,01	837,48	-3,02E+05		837,4800001
7	0	1145,51	-3,68E+05		1145,51

8	0,01	1230,46	-3,99E+05		1230,46
9	0	957,97	-3,01E+05		957,97
10	0	1042,92	-3,32E+05		1042,92
11	0	1063,4	-3,50E+05		1063,4
12	0	1148,35	-3,81E+05		1148,35
13	0	875,87	-2,82E+05		875,87
14	0	960,81	-3,13E+05		960,81
15	0,01	1275,78	-4,27E+05		1275,78
16	0	1088,24	-3,59E+05		1088,24
17	0,03	837,89	-4,04E+05		837,8900005
18	0,03	922,84	-4,35E+05		922,8400005
19	0,03	650,35	-3,36E+05		650,3500007
20	0,04	735,3	-3,67E+05		735,3000011
21	0,04	846,15	-4,40E+05		846,1500009
22	0,04	931,1	-4,71E+05		931,1000009
23	0,04	658,61	-3,72E+05		658,6100012
24	0,04	743,56	-4,03E+05		743,5600011
25	0,04	1050,25	-4,81E+05		1050,250001
26	0,03	862,72	-4,13E+05		862,7200005
27	30510	6103,6	-2,26E+05		31114,5309
28	35250	-4853,37	-2,25E+05		35582,54769
29	-35250	6103,6	-2,26E+05		35774,52212
30	-30510	-4853,37	-2,25E+05		30893,61261
31	35250	6103,6	-2,26E+05		35774,52212
32	30510	-4853,37	-2,25E+05		30893,61261
33	-30510	6103,6	-2,26E+05		31114,5309
34	-35250	-4853,37	-2,25E+05		35582,54769
35	40610	6103,59	-2,26E+05		41066,11634
36	45340	-4853,37	-2,25E+05		45599,02192
37	-45340	6103,59	-2,26E+05		45748,98262
38	-40610	-4853,37	-2,25E+05		40898,98899
39	45340	6103,59	-2,26E+05		45748,98262
40	40610	-4853,37	-2,25E+05		40898,98899
41	-40610	6103,59	-2,26E+05		41066,11634
42	-45340	-4853,37	-2,25E+05		45599,02192
43	1967,98	18886,72	-2,28E+05		18988,97411
44	17760,35	-17636,5	-2,24E+05		25029,49883
45	-17760,4	18890,69	-2,28E+05		25928,52099
46	-1967,97	-17636,5	-2,24E+05		17745,94842
47	4995,78	18888,96	-2,28E+05		19538,43975
48	20790	-17636,5	-2,24E+05		27262,97635
49	-20790	18886,73	-2,28E+05		28087,94528
50	-4995,77	-17636,5	-2,24E+05		18330,39818
51	17760,35	18890,69	-2,28E+05		25928,52099
52	1967,97	-17636,5	-2,24E+05		17745,94842

53	-1967,98	18886,72	-2,28E+05		18988,97411
54	-17760,4	-17636,5	-2,24E+05		25029,49883
55	20790	18886,73	-2,28E+05		28087,94528
56	4995,77	-17636,5	-2,24E+05		18330,39818
57	-4995,78	18888,96	-2,28E+05		19538,43975
58	-20790	-17636,5	-2,24E+05		27262,97635
59	13995,57	3211,88	-2,26E+05		14359,39249
60	16193,39	-1961,65	-2,25E+05		16311,77337
61	-16193,4	3211,88	-2,26E+05		16508,85752
62	-13995,6	-1961,65	-2,25E+05		14132,37596
63	16193,4	3211,88	-2,26E+05		16508,85752
64	13995,57	-1961,65	-2,25E+05		14132,37596
65	-13995,6	3211,88	-2,26E+05		14359,39249
66	-16193,4	-1961,65	-2,25E+05		16311,77337
67	18628,74	3211,88	-2,26E+05		18903,6009
68	20830	-1961,66	-2,25E+05		20922,16552
69	-20830	3211,88	-2,26E+05		21076,17311
70	-18628,7	-1961,66	-2,25E+05		18731,72953
71	20830	3211,88	-2,26E+05		21076,17311
72	18628,73	-1961,66	-2,25E+05		18731,72953
73	-18628,7	3211,88	-2,26E+05		18903,6009
74	-20830	-1961,66	-2,25E+05		20922,16552
75	865,3	9247,67	-2,27E+05		9288,064627
76	8191,4	-7997,44	-2,25E+05		11448,06012
77	-8191,39	9247,68	-2,27E+05		12353,88423
78	-865,3	-7997,44	-2,25E+05		8044,11528
79	2255,25	9247,67	-2,27E+05		9518,694921
80	9581,34	-7997,44	-2,25E+05		12480,42959
81	-9581,34	9247,68	-2,27E+05		13316,21799
82	-2255,24	-7997,44	-2,25E+05		8309,34137
83	8191,39	9247,68	-2,27E+05		12353,88423
84	865,3	-7997,44	-2,25E+05		8044,11528
85	-865,3	9247,67	-2,27E+05		9288,064627
86	-8191,4	-7997,44	-2,25E+05		11448,06012
87	9581,34	9247,68	-2,27E+05		13316,21799
88	2255,24	-7997,44	-2,25E+05		8309,34137
89	-2255,25	9247,67	-2,27E+05		9518,694921
90	-9581,34	-7997,44	-2,25E+05		12480,42959
91	33250	6584,47	-2,26E+05		33895,68918
92	38410	-5334,23	-2,25E+05		38778,62955
93	-38410	6584,46	-2,26E+05		38970,28629
94	-33250	-5334,23	-2,25E+05		33675,16161
95	38410	6584,46	-2,26E+05		38970,28629
96	33250	-5334,23	-2,25E+05		33675,16161
97	-33250	6584,47	-2,26E+05		33895,68918

98	-38410	-5334,23	-2,25E+05		38778,62955
99	44250	6584,47	-2,26E+05		44737,20761
100	49410	-5334,24	-2,25E+05		49697,10471
101	-49410	6584,46	-2,26E+05		49846,79742
102	-44250	-5334,23	-2,25E+05		44570,35461
103	49410	6584,46	-2,26E+05		49846,79742
104	44250	-5334,23	-2,25E+05		44570,35461
105	-44250	6584,47	-2,26E+05		44737,20761
106	-49410	-5334,24	-2,25E+05		49697,10471
107	2149,32	20490	-2,28E+05		20602,41919
108	19351,15	-19236,1	-2,24E+05		27285,44152
109	-19351,2	20491,24	-2,28E+05		28184,356
110	-2149,32	-19239,4	-2,24E+05		19359,05304
111	5449,11	20490,25	-2,28E+05		21202,43252
112	22650	-19239,4	-2,24E+05		29718,27482
113	-22650	20480	-2,28E+05		30536,09176
114	-5449,12	-19235,1	-2,24E+05		19992,08642
115	19351,15	20491,24	-2,28E+05		28184,356
116	2149,32	-19239,4	-2,24E+05		19359,05304
117	-2149,32	20490	-2,28E+05		20602,41919
118	-19351,2	-19236,1	-2,24E+05		27285,44152
119	22650	20480	-2,28E+05		30536,09176
120	5449,12	-19235,1	-2,24E+05		19992,08642
121	-5449,11	20490,25	-2,28E+05		21202,43252
122	-22650	-19239,4	-2,24E+05		29718,27482

Max	49410	20491,24	-223560	49846,79742
Min	-49410	-19239,4	-480700	

Azioni massime sul palo

n° pali/spalla	6	
Fhmax	8307,8	daN
Fvmax	80116,67	daN

Cmb.	Fx tot	Fx tot	Fv tot		Fh,tot (combinazione di Fh e Fx)
	daN	daN	daN		daN
1	0	-812,66	-2,93E+05		812,66
2	0,01	-897,6	-3,24E+05		897,6000001
3	0	-625,12	-2,26E+05		625,12
4	0	-710,07	-2,56E+05		710,07
5	0	-1025,02	-3,70E+05		1025,02
6	0,01	-837,48	-3,02E+05		837,4800001
7	0	-1145,51	-3,68E+05		1145,51

8	0,01	-1230,46	-3,99E+05		1230,46
9	0	-957,97	-3,01E+05		957,97
10	0	-1042,92	-3,32E+05		1042,92
11	0	-1063,4	-3,50E+05		1063,4
12	0	-1148,35	-3,81E+05		1148,35
13	0	-875,87	-2,82E+05		875,87
14	0	-960,81	-3,13E+05		960,81
15	0,01	-1275,78	-4,27E+05		1275,78
16	0	-1088,24	-3,59E+05		1088,24
17	-0,03	-831,97	-2,96E+05		831,9700005
18	-0,03	-916,92	-3,27E+05		916,9200005
19	-0,03	-644,43	-2,28E+05		644,4300007
20	-0,03	-729,38	-2,59E+05		729,3800006
21	-0,03	-838,29	-2,97E+05		838,2900005
22	-0,03	-923,24	-3,28E+05		923,2400005
23	-0,04	-650,75	-2,29E+05		650,7500012
24	-0,04	-735,7	-2,60E+05		735,7000011
25	-0,02	-1044,33	-3,73E+05		1044,33
26	-0,03	-856,81	-3,05E+05		856,8100005
27	45340	4853,37	-2,25E+05		45599,02192
28	40610	-6103,59	-2,26E+05		41066,11634
29	-40610	4853,37	-2,25E+05		40898,98899
30	-45340	-6103,59	-2,26E+05		45748,98262
31	40610	4853,37	-2,25E+05		40898,98899
32	45340	-6103,59	-2,26E+05		45748,98262
33	-45340	4853,37	-2,25E+05		45599,02192
34	-40610	-6103,59	-2,26E+05		41066,11634
35	35250	4853,37	-2,25E+05		35582,54769
36	30510	-6103,6	-2,26E+05		31114,5309
37	-30510	4853,37	-2,25E+05		30893,61261
38	-35250	-6103,6	-2,26E+05		35774,52212
39	30510	4853,37	-2,25E+05		30893,61261
40	35250	-6103,6	-2,26E+05		35774,52212
41	-35250	4853,37	-2,25E+05		35582,54769
42	-30510	-6103,6	-2,26E+05		31114,5309
43	20790	17636,49	-2,24E+05		27262,97635
44	4995,78	-18889	-2,28E+05		19538,43975
45	-4995,77	17636,49	-2,24E+05		18330,39818
46	-20790	-18886,7	-2,28E+05		28087,94528
47	17760,35	17636,49	-2,24E+05		25029,49883
48	1967,98	-18886,7	-2,28E+05		18988,97411
49	-1967,97	17636,49	-2,24E+05		17745,94842
50	-17760,4	-18890,7	-2,28E+05		25928,52099
51	4995,77	17636,49	-2,24E+05		18330,39818
52	20790	-18886,7	-2,28E+05		28087,94528

53	-20790	17636,49	-2,24E+05		27262,97635
54	-4995,78	-18889	-2,28E+05		19538,43975
55	1967,97	17636,49	-2,24E+05		17745,94842
56	17760,35	-18890,7	-2,28E+05		25928,52099
57	-17760,4	17636,49	-2,24E+05		25029,49883
58	-1967,98	-18886,7	-2,28E+05		18988,97411
59	20830	1961,66	-2,25E+05		20922,16552
60	18628,74	-3211,88	-2,26E+05		18903,6009
61	-18628,7	1961,66	-2,25E+05		18731,72953
62	-20830	-3211,88	-2,26E+05		21076,17311
63	18628,73	1961,66	-2,25E+05		18731,72953
64	20830	-3211,88	-2,26E+05		21076,17311
65	-20830	1961,66	-2,25E+05		20922,16552
66	-18628,7	-3211,88	-2,26E+05		18903,6009
67	16193,39	1961,65	-2,25E+05		16311,77337
68	13995,57	-3211,88	-2,26E+05		14359,39249
69	-13995,6	1961,65	-2,25E+05		14132,37596
70	-16193,4	-3211,88	-2,26E+05		16508,85752
71	13995,57	1961,65	-2,25E+05		14132,37596
72	16193,4	-3211,88	-2,26E+05		16508,85752
73	-16193,4	1961,65	-2,25E+05		16311,77337
74	-13995,6	-3211,88	-2,26E+05		14359,39249
75	9581,34	7997,44	-2,25E+05		12480,42959
76	2255,25	-9247,67	-2,27E+05		9518,694921
77	-2255,24	7997,44	-2,25E+05		8309,34137
78	-9581,34	-9247,68	-2,27E+05		13316,21799
79	8191,4	7997,44	-2,25E+05		11448,06012
80	865,3	-9247,67	-2,27E+05		9288,064627
81	-865,3	7997,44	-2,25E+05		8044,11528
82	-8191,39	-9247,68	-2,27E+05		12353,88423
83	2255,24	7997,44	-2,25E+05		8309,34137
84	9581,34	-9247,68	-2,27E+05		13316,21799
85	-9581,34	7997,44	-2,25E+05		12480,42959
86	-2255,25	-9247,67	-2,27E+05		9518,694921
87	865,3	7997,44	-2,25E+05		8044,11528
88	8191,39	-9247,68	-2,27E+05		12353,88423
89	-8191,4	7997,44	-2,25E+05		11448,06012
90	-865,3	-9247,67	-2,27E+05		9288,064627
91	49410	5334,24	-2,25E+05		49697,10471
92	44250	-6584,47	-2,26E+05		44737,20761
93	-44250	5334,23	-2,25E+05		44570,35461
94	-49410	-6584,46	-2,26E+05		49846,79742
95	44250	5334,23	-2,25E+05		44570,35461
96	49410	-6584,46	-2,26E+05		49846,79742
97	-49410	5334,24	-2,25E+05		49697,10471

98	-44250	-6584,47	-2,26E+05		44737,20761
99	38410	5334,23	-2,25E+05		38778,62955
100	33250	-6584,47	-2,26E+05		33895,68918
101	-33250	5334,23	-2,25E+05		33675,16161
102	-38410	-6584,46	-2,26E+05		38970,28629
103	33250	5334,23	-2,25E+05		33675,16161
104	38410	-6584,46	-2,26E+05		38970,28629
105	-38410	5334,23	-2,25E+05		38778,62955
106	-33250	-6584,47	-2,26E+05		33895,68918
107	22650	19239,37	-2,24E+05		29718,27482
108	5449,11	-20490,3	-2,28E+05		21202,43252
109	-5449,12	19235,14	-2,24E+05		19992,08642
110	-22650	-20480	-2,28E+05		30536,09176
111	19351,15	19236,12	-2,24E+05		27285,44152
112	2149,32	-20490	-2,28E+05		20602,41919
113	-2149,32	19239,37	-2,24E+05		19359,05304
114	-19351,2	-20491,2	-2,28E+05		28184,356
115	5449,12	19235,14	-2,24E+05		19992,08642
116	22650	-20480	-2,28E+05		30536,09176
117	-22650	19239,37	-2,24E+05		29718,27482
118	-5449,11	-20490,3	-2,28E+05		21202,43252
119	2149,32	19239,37	-2,24E+05		19359,05304
120	19351,15	-20491,2	-2,28E+05		28184,356
121	-19351,2	19236,12	-2,24E+05		27285,44152
122	-2149,32	-20490	-2,28E+05		20602,41919

Max	49410	19239,37	-223560		49846,79742
Min	-49410	-20491,2	-426800		

Azioni massime sul palo

n° pali/spalla	6	
Fhmax	8307,8	daN
Fvmax	71133,33	daN

Per entrambe le spalle, la massima sollecitazione orizzontale Fh vale 83 KN, mentre il massimo sforzo normale è di 801 KN.

Si riporta ora la verifica del palo.

Caratteristiche del palo: palo trivellato diam.80 cm, lunghezza 16 metri dalla testa palo.

Caratteristiche della stratigrafia: si implementano le n° 2 stratigrafie afferenti alle rispettive penetrometrie, modificando in via cautelativa le caratteristiche meccaniche dei primi strati per

cui vengono segnalate torbe. Come evidente a seguire, la portata di base e gli effetti delle sabbie risultano preponderanti.

Identificativo	U112-22
Emissione	ott-22
Pagina	1 di 0

PROVA PENETROMETRICA STATICA

PARAMETRI GEOTECNICI

-Committente	**Comune di Copparo**	-Prova n°	**CPTU1**
-Cantiere	**Ponte La Barchessa, Copparo (Fe)**	-Data prova	**10/10/2022**
-Quota p.c.	**-2,00** m s.l.m.	-Prof. preforo	**0,50** m
-Livello di falda	**1,80** m da p.c.	-Prof. finale	**31,60** m

							MATERIALI COESIVI						MATERIALI GRANULARI								
DA	A	qcm	fsm	deltaU	Itol.	Peso Vol.	Cu (qc)	OCR (qc)	OCR (U)	M_0	Eu50	CR	Dr	FF_{DM}	FF_{Sutton}	FFSchm.			E'25	M_0
m	m	MPa	MPa	MPa	(-)	kN/m3	KPa	(-)	(-)	MPa	MPa	(-)	(%)	(°)	(°)	(°)			MPa	MPa
0,0	1,2	0,80	0,03	0,00	Al-La	18,15	66	17	-	3,98	11	0,06	Sovraconsolidata per essiccamento estivo							
1,2	5,0	0,28	0,02	0,06	T	13,00	14	2	4	0,42	1,526	0,28	Possibile presenza di torbe o argille organiche							
5,0	8,0	0,41	0,03	0,08	T	13,00	19	3	5	0,80	2,945	0,28								
8,0	9,0	0,56	0,02	0,10	A	17,50	26	3	5	2,61	12,09	0,25								
9,0	10,2	0,89	0,02	0,08	Al-La	18,00	44	4	7	3,66	17,13	0,18	-	-	-	-	-	-	-	-
10,2	11,5	0,72	0,03	0,10	A	17,50	34	3	6	3,15	15,99	0,27	-	-	-	-	-	-	-	-
11,5	12,5	3,15	0,03	0,14	S	20,00	-	-	-	-	-	-	25	31	28	31	34	37 40	8,10	12,96
12,5	13,3	0,80	0,03	0,13	A	17,50	35	2	5	3,14	17,45	0,28	-	-	-	-	-	-	-	-
13,3	14,0	2,18	0,03	0,13	Sl	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	29	26	29	32	35 38	5,82	9,31
14,0	25,7	9,10	0,05	0,09	S	20,00	-	-	-	-	-	-	51	34	38	35	37	40 42	22,74	35,22
25,7	28,0	12,90	0,06	0,08	S	20,00	-	-	-	-	-	-	57	34	38	36	38	40 43	32,25	45,22
28,0	29,0	5,25	0,10	0,11	S	20,00	-	-	-	-	-	-	22	29	26	31	34	37 40	13,04	22,30
29,0	31,6	13,15	0,07	0,11	S	20,00	-	-	-	-	-	-	55	33	38	36	38	40 42	32,88	45,79

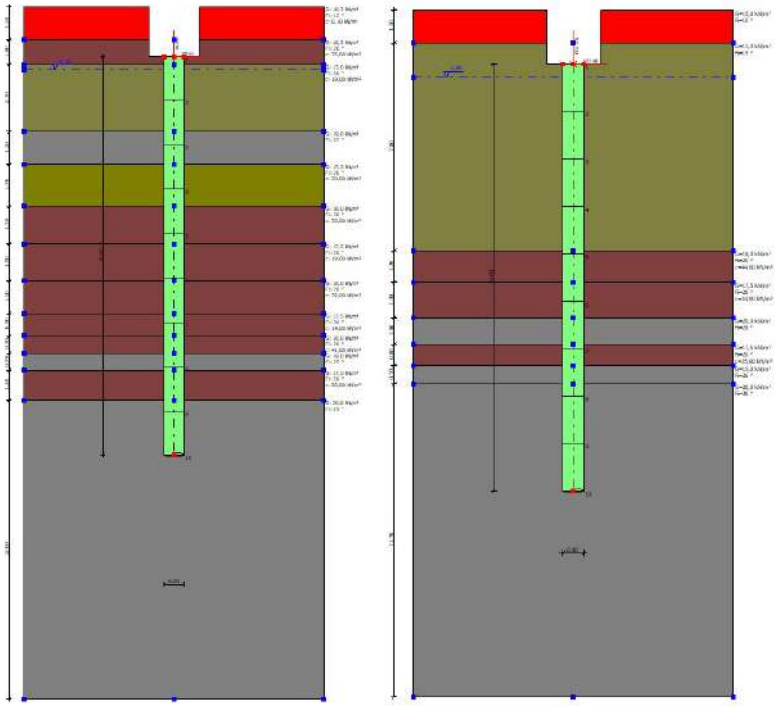
Identificativo	U112-22
Emissione	ott-22
Pagina	1 di 0

PROVA PENETROMETRICA STATICA

PARAMETRI GEOTECNICI

-Committente	**Comune di Copparo**	-Prova n°	**CPTU2**
-Cantiere	**Ponte La Barchessa, Jolanda di Savoia (Fe)**	-Data prova	**10/10/2022**
-Quota p.c.	**-2,00** m s.l.m.	-Prof. preforo	**0,30** m
-Livello di falda	**2,50** m da p.c.	-Prof. finale	**31,40** m

							MATERIALI COESIVI						MATERIALI GRANULARI								
DA	A	qcm	fsm	deltaU	Itol.	Peso Vol.	Cu (qc)	OCR (qc)	OCR (U)	M_0	Eu50	CR	Dr	FF_{DM}	FF_{Sutton}	FFSchm.			E'25	M_0
m	m	MPa	MPa	MPa	(-)	kN/m3	KPa	(-)	(-)	MPa	MPa	(-)	(%)	(°)	(°)	(°)			MPa	MPa
0,3	1,3	2,64	0,05	0,00	A Oc	18,15	134	20	-	7,02	22,81	0,05	Sovraconsolidata per essiccamento estivo							
1,3	2,3	1,34	0,08	0,00	Al-La	18,15	76	18	-	4,54	13,13	0,10	-	-	-	-	-	-	-	-
2,3	5,0	0,36	0,03	0,06	T	13,00	19	2	6	0,81	3,938	0,28	Possibile presenza di torbe o argille organiche							
5,0	6,3	1,70	0,02	0,05	Sl	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	30	27	29	32	35 39	4,92	7,88
6,3	8,0	0,40	0,02	0,12	A	17,50	20	1	4	1,96	11,10	0,33	Possibile presenza di torbe o argille organiche							
8,0	8,5	0,73	0,05	0,19	Al-La	18,00	35	3	4	3,07	16,03	0,25	-	-	-	-	-	-	-	-
8,5	10,0	0,42	0,02	0,16	A	17,50	19	1	3	1,94	10,29	0,39	-	-	-	-	-	-	-	-
10,0	11,3	0,68	0,02	0,11	Al-La	18,00	32	2	6	3,01	16,93	0,31	-	-	-	-	-	-	-	-
11,3	12,2	0,40	0,01	0,21	A	17,50	14	1	2	1,99	8,548	0,40	-	-	-	-	-	-	-	-
12,2	12,9	0,88	0,04	0,28	Al-La	18,00	41	2	3	3,45	20,53	0,29	-	-	-	-	-	-	-	-
12,9	13,6	2,36	0,02	0,10	Sl	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	28	25	28	32	35 38	5,90	9,44
13,6	14,8	0,70	0,02	0,21	A	17,50	26	1	3	2,79	14,44	0,38	-	-	-	-	-	-	-	-
14,8	26,8	8,13	0,04	0,07	S	20,00	-	-	-	-	-	-	43	32	29	34	36	39 41	20,34	32,26
26,8	31,4	12,05	0,06	0,10	S	20,00	-	-	-	-	-	-	51	32	29	35	37	40 42	30,12	43,84



Si riporta a seguire la sintesi delle caratteristiche di resistenza del palo.

Portanza formule statiche...

Normativa GEO NTC DM 17 Gen. 2018 | Descrizione A1+M1+R3 | Combinazione 1 | Opzioni di analisi...

Descrizione	D [m]	L [m]	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Svl [kN/m²]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite verticale [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	0,8	16	13,7649	25,05302	27,00/--	217,1469	235,1512	1627,01	992,7905	2402,654	797,8204 [Lungo]
A1+M1+R3	0,8	16	11,21783	20,95007	26,00/--	217,1469	273,4064	1541,656	1108,971	2433,481	812,1033 [Lungo]
							Rc, Min	1541,66	992,79	2402,65	797,82
							Rc, Max	1627,01	1108,97	2433,48	812,10
							Rc, Med	1584,33	1050,88	2418,07	804,96
							Rk	**960,20**	**636,90**	**1465,50**	**487,86**
							Rd [R3]	**711,26**	**553,82**	**1047,94**	**375,27**
							Fattore sicurezza verticale				**1,31**
							Fattore sicurezza orizzontale				**4,52**

Coefficienti parziali resistenze caratteristiche | Fattori correlazione sondaggi | Riduzione parametri geotecnici

Assiali

		Pali infissi R1	Pali infissi R2	Pali infissi R3	Pali trivellati R1	Pali trivellati R2	Pali trivellati R3	Pali elica R1	Pali elica R2	Pali elica R3	T. classica
Base	γ_b	1	1,45	1,15	1	1,7	1,35	1	1,6	1,3	2,5
Laterale compressione	γ_s	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	1	1,45	1,15	2,5
Totale	γ_t	1	1,45	1,15	1	1,6	1,3	1	1,55	1,25	2,5
Laterale trazione	$\gamma_{s;t}$	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	1	1,6	1,25	2,5

Trasversali

R1	1
R2	1,6
R3	1,3

Assumi come default | Calcolo | Chiudi | ?

(il fattore di sicurezza corrisponde alla combinazione di carico più gravosa)

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:			A1+M1+R3
Numero verticali di indagine			2
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,65
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,55
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	1541,66	1584,33	1627,01
Laterale	992,79	1050,88	1108,97
Totale=Base+Laterale-Peso palo	2402,65	2418,07	2433,48
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			R3
Base			1,35
Laterale			1,15
Resistenza di progetto base			711,26 kN
Resistenza di progetto laterale			553,82 kN
Resistenza di progetto			1047,94 kN
Azioni di progetto			801,00 kN
Fattore sicurezza verticale			1,31

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione			A1+M1+R3
Numero verticali di indagine			2
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)			1,65
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)			1,55
Momento plasticizzazione			1612,90 kNm
	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
	797,8204	804,9619	797,8204
Coefficiente parziale resistenza caratteristica			1,3
Resistenza di progetto			375,27 kN
Azioni di progetto			83,00 kN
Fattore sicurezza orizzontale			4,52

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	1,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Si ha un carico limite orizzontale pari a 375,27 KN>182,8 KN, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Si ha un carico limite verticale pari a 1047,94 KN>801 KN, la verifica è soddisfatta.

In merito agli effetti di gruppo, poiché la portata deriva principalmente dalla resistenza alla punta e laterale degli strati incoerenti, si può assumere un coefficiente di efficienza pari a 1.

Tutte le verifiche geotecniche sono soddisfatte.

Si riportano a seguire le verifiche strutturali del palo.

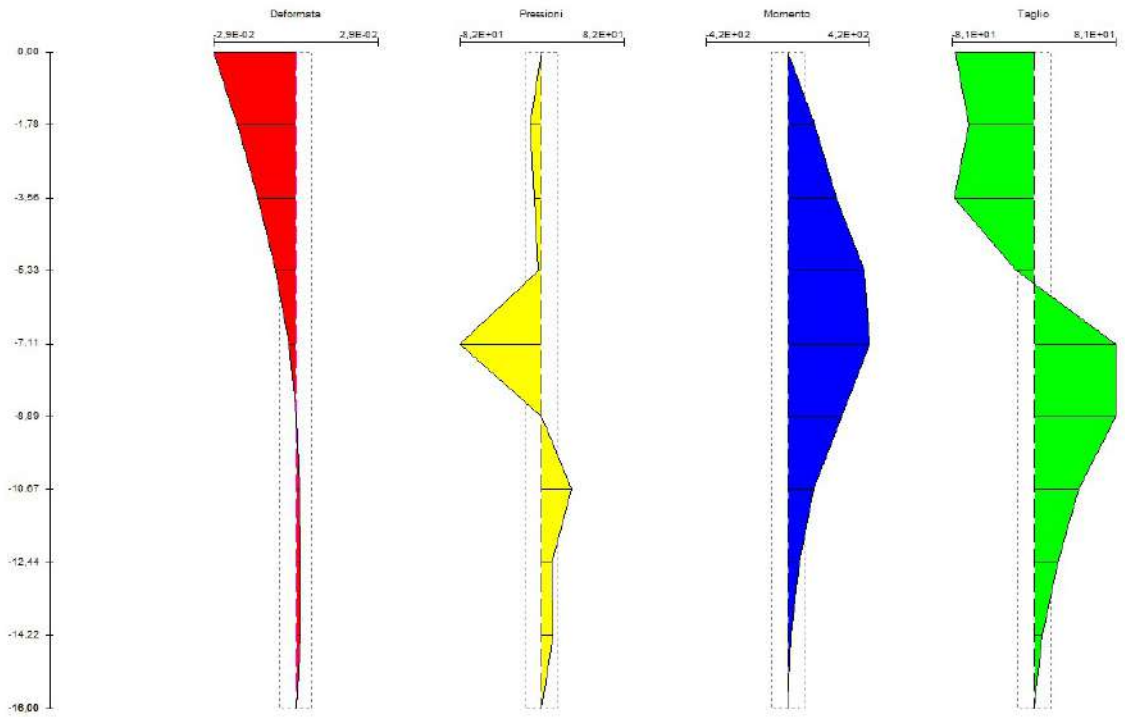
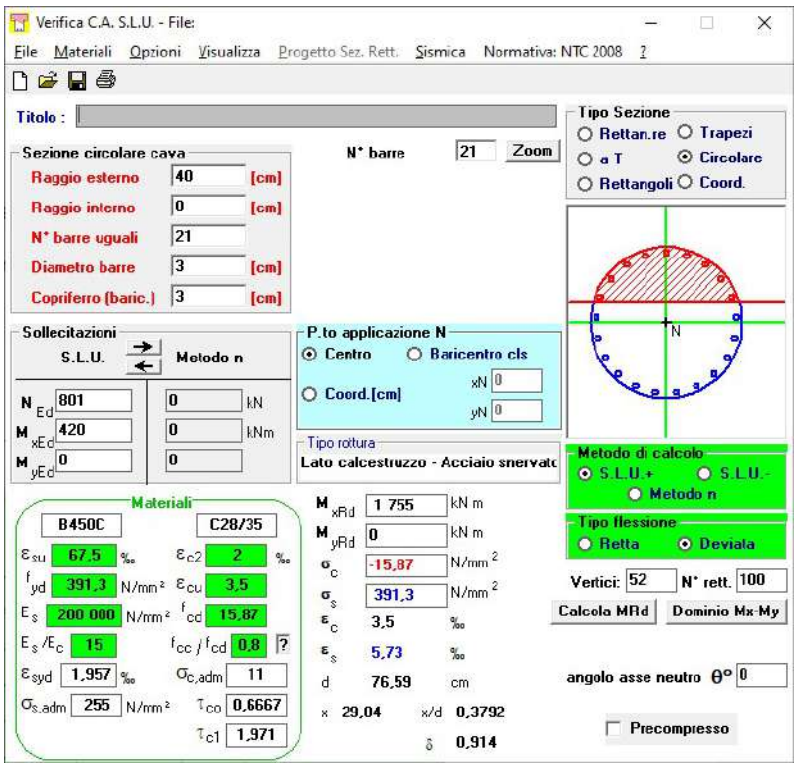
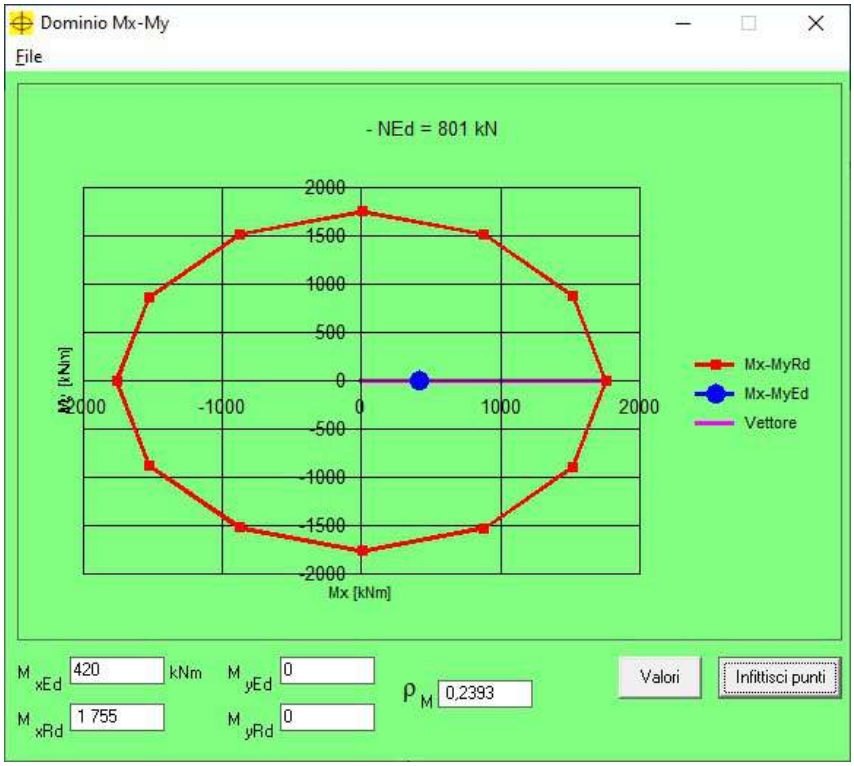


Figura 26 - Sollecitazioni sul palo

Si riporta la verifica a pressoflessione per una sezione caricata da 801 KN di sforzo assiale per un momento pari a 420 KNm.





La verifica strutturale risulta ampiamente soddisfatta.

13.3. *Giudizio motivato di attendibilità dei risultati.*

Si riporta a seguire il calcolo manuale di tipo semplificato della portata alla base del palo.

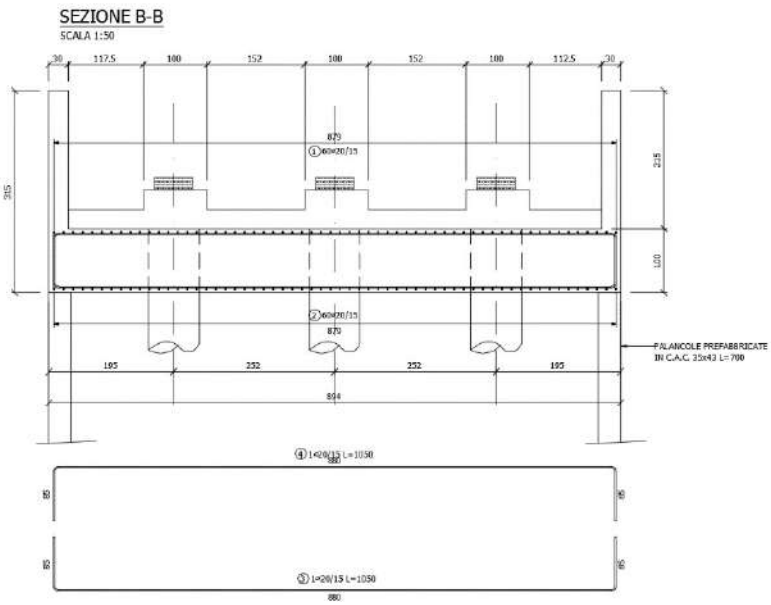
Stima portata alla base palo con punta a -16		
L	16	m
D	0,8	m
L/D	20	m
Nq,1	10,22	
Nq,2	12,4	
Tensione efficace	28800	daN/mq
	2,88	daN/cmq
Portata alla base,1	147874,4064	daN
Portata alla base,2	179417,088	daN
Portata alla base - caratteristica	98582,9376	daN
Portata alla base - di calcolo	73024,39822	daN

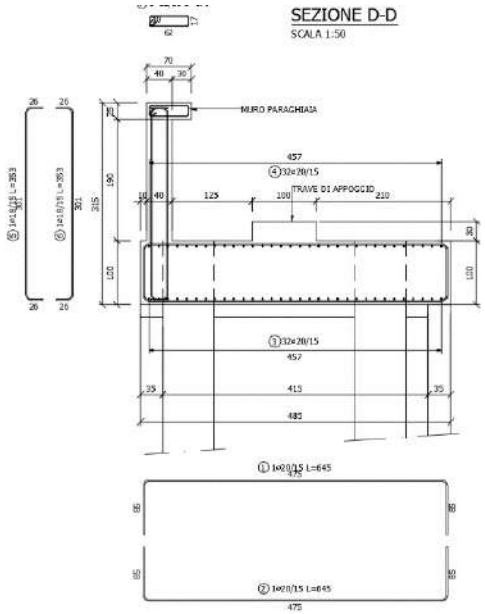
La portata alla base ottenuta dalla stima semplificata manuale è del tutto in linea con quanto ottenuto dal software di riferimento.

13.4. VERIFICA DELLE SPALLE

Si riporta a seguire la verifica delle spalle, per cui è stato realizzato un modello locale comprensivo della sola spalla incastrata in corrispondenza dei pali ed a cui vengono applicati i massimi carichi derivanti dal modello dell'impalcato sviluppato a parte come da precedente descrizione.

L'utilizzo di un vincolo fisso in luogo dei 6 pali è da considerarsi assunzione cautelativa in quanto implica una maggiore rigidezza della struttura.





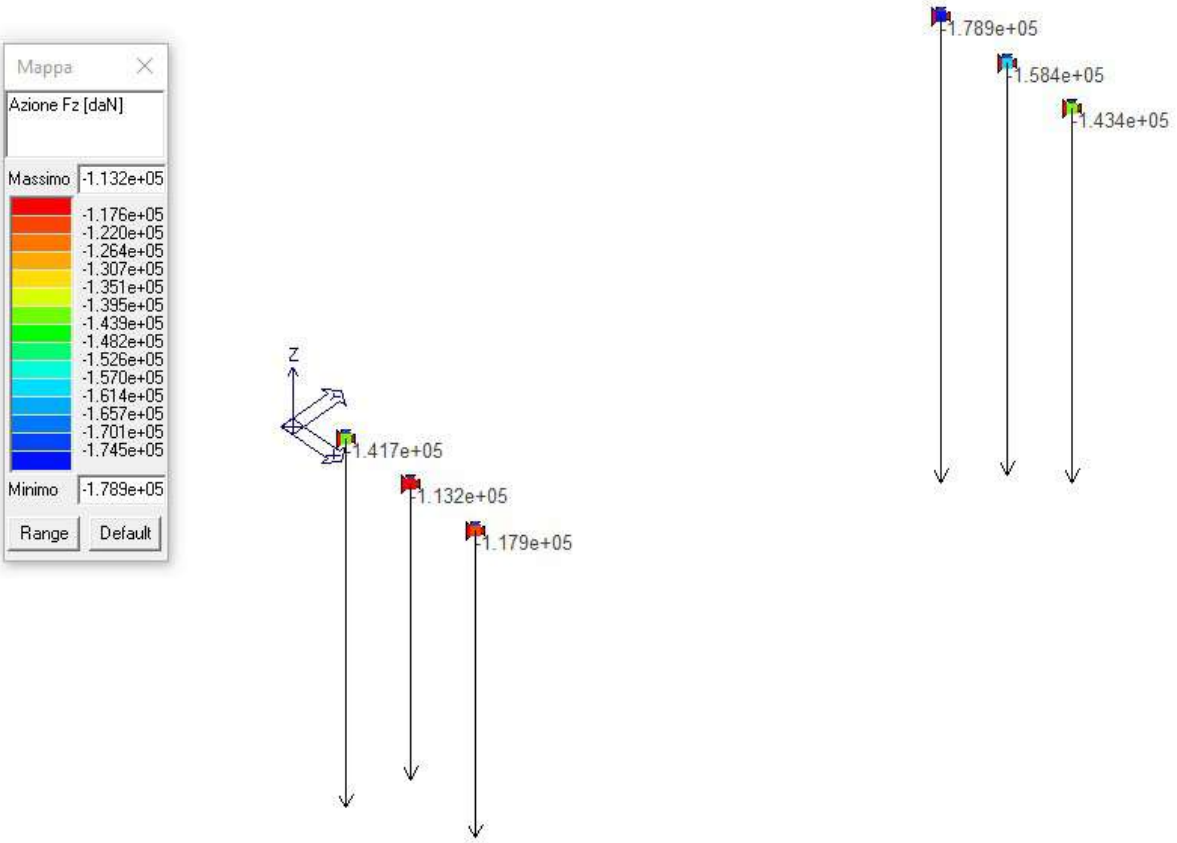


Figura 27 - Valore massimo sforzi normali agli appoggi (CMB. Slu A1 25)

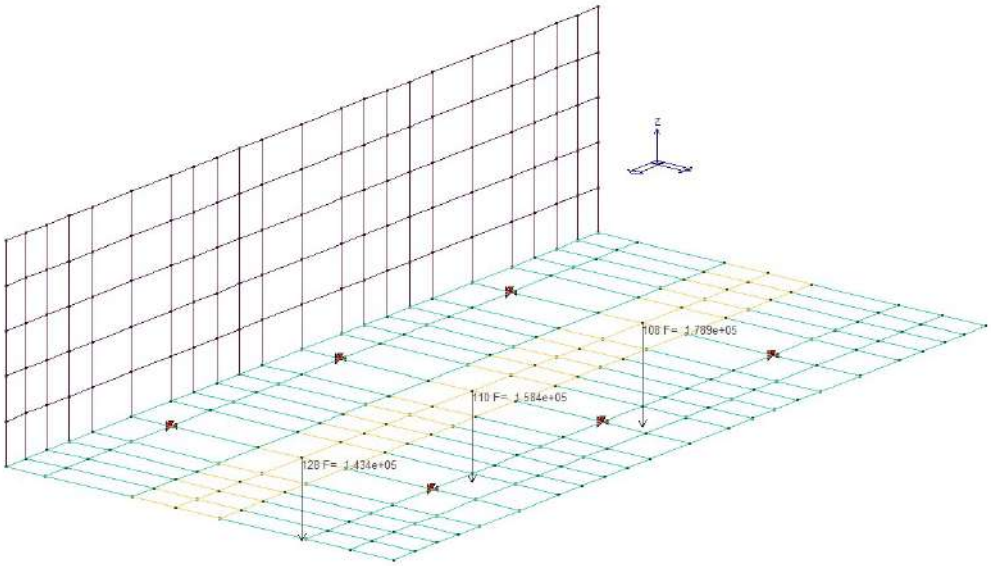


Figura 28 - Carico massimo trasferito dall'impalcato - già fattorizzato SLU

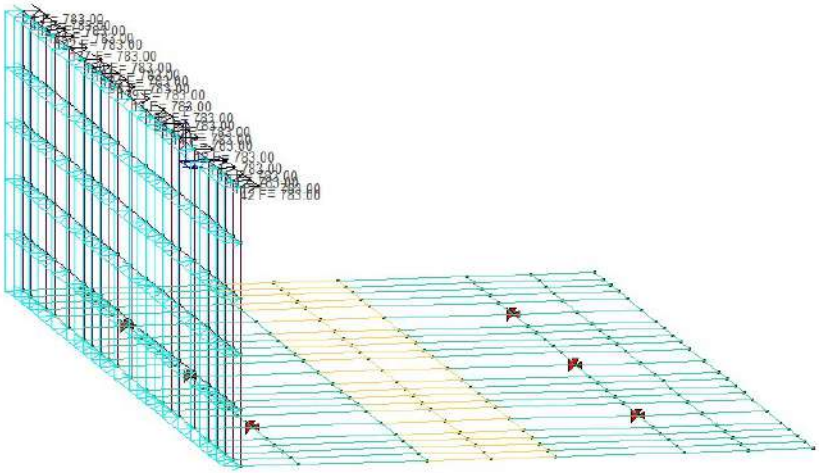


Figura 29 - Azione associata alla spinta orizzontale sui paraghiaia ed alla spinta attiva indotta dal sovraccarico sul terrapieno

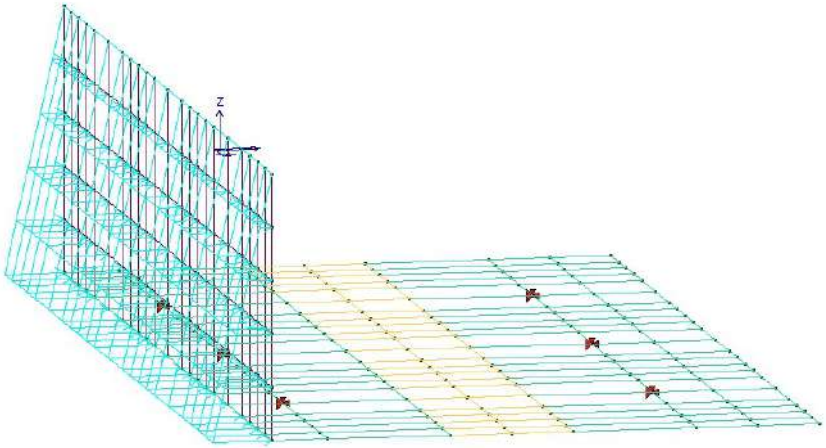


Figura 30 - Spinta attiva del terreno

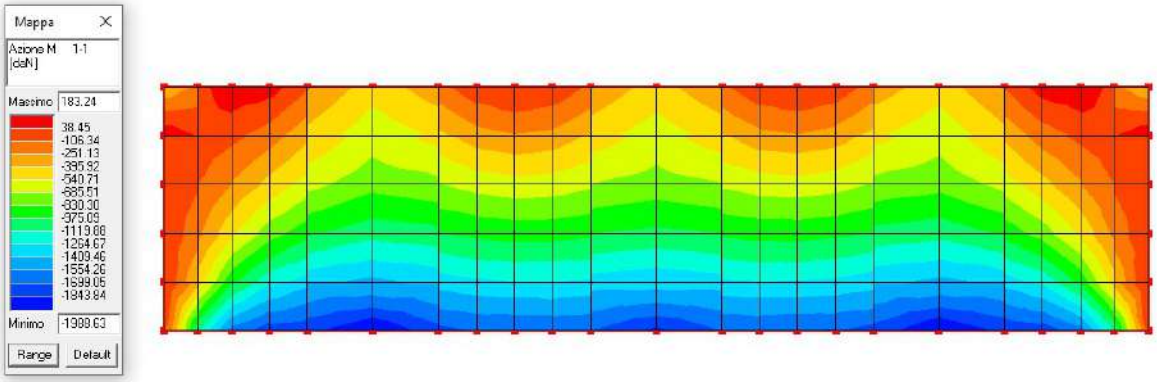


Figura 31 - Momento sollecitante paraghiaia 11

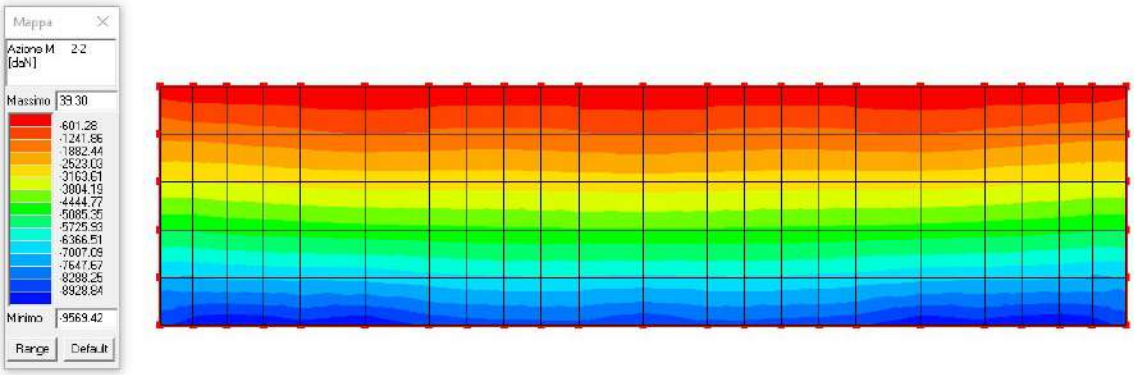


Figura 32 - Momento sollecitante paraghiaia 22

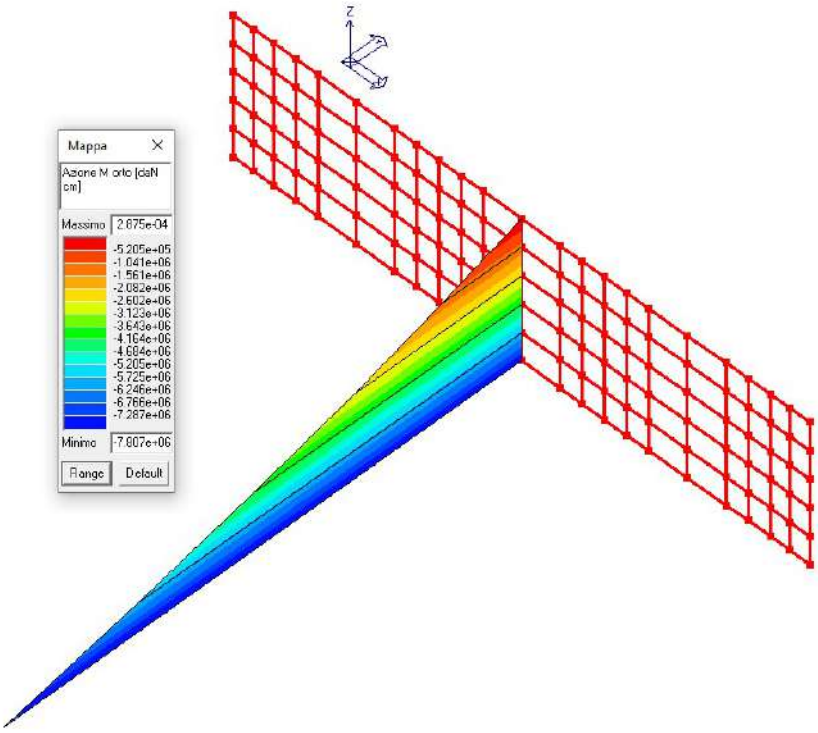


Figura 33 - Momento risultante paraghiaia

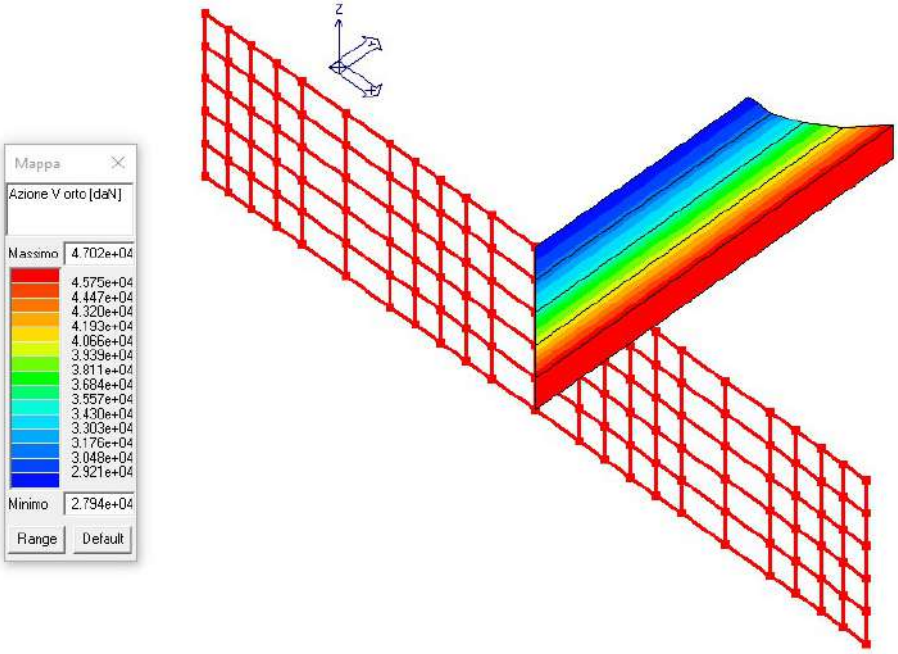
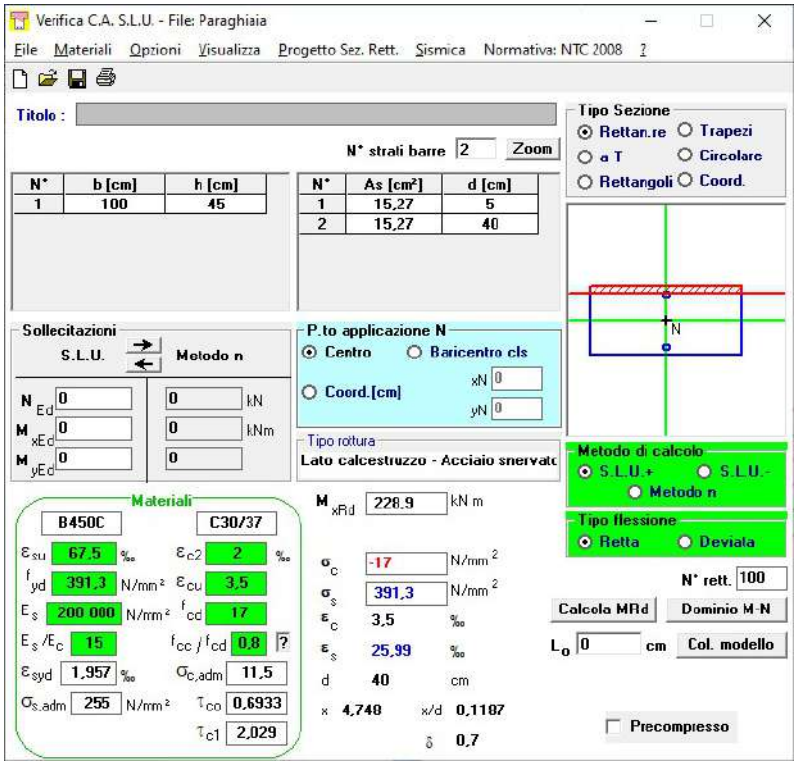


Figura 34 - Taglio risultante paraghiaia

Si riporta a seguire la verifica dei paraghiaia.



Si ha Mrd=2289000 daNcm/m>956900 daNcm/m – *la verifica risulta soddisfatta.*

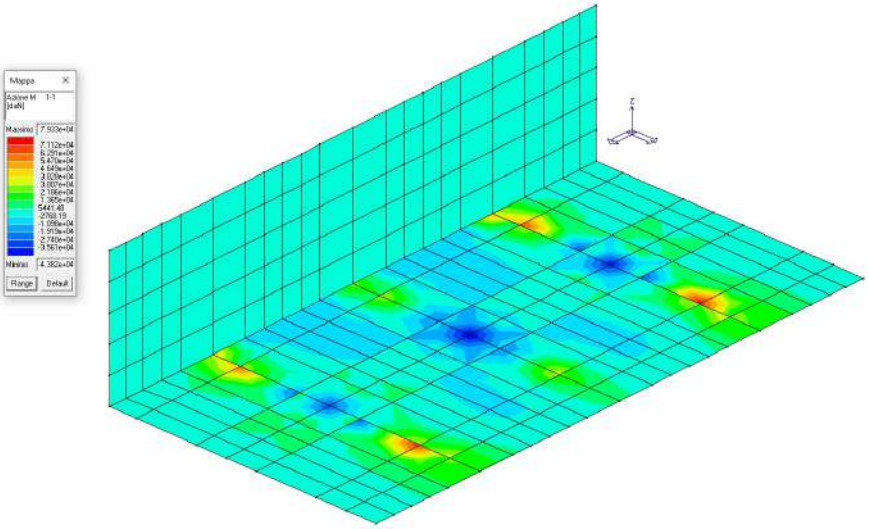


Figura 35 - Momento sollecitante soletta 11

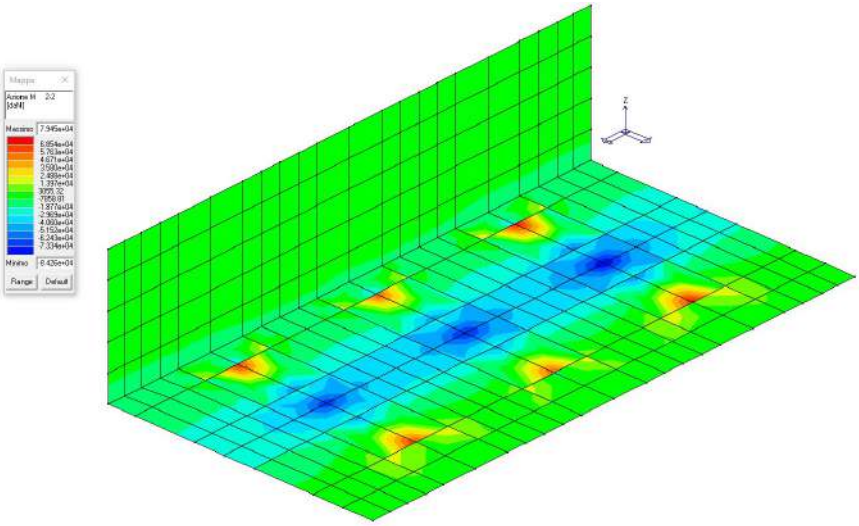


Figura 36 - Momento sollecitante soletta 22

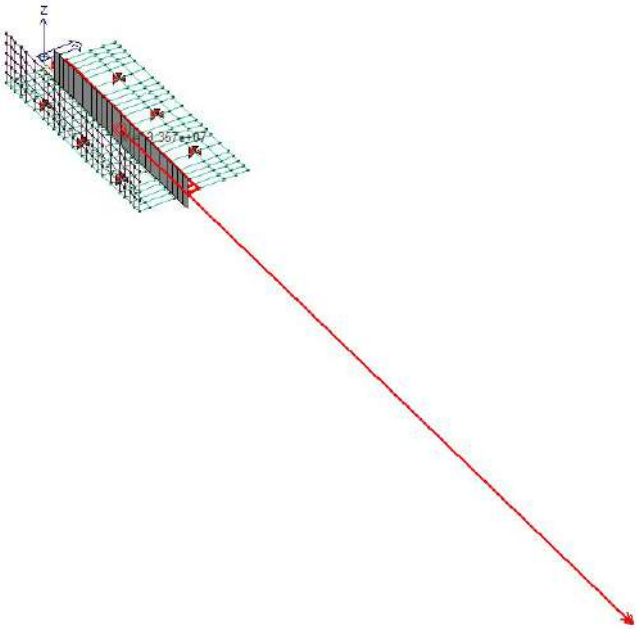
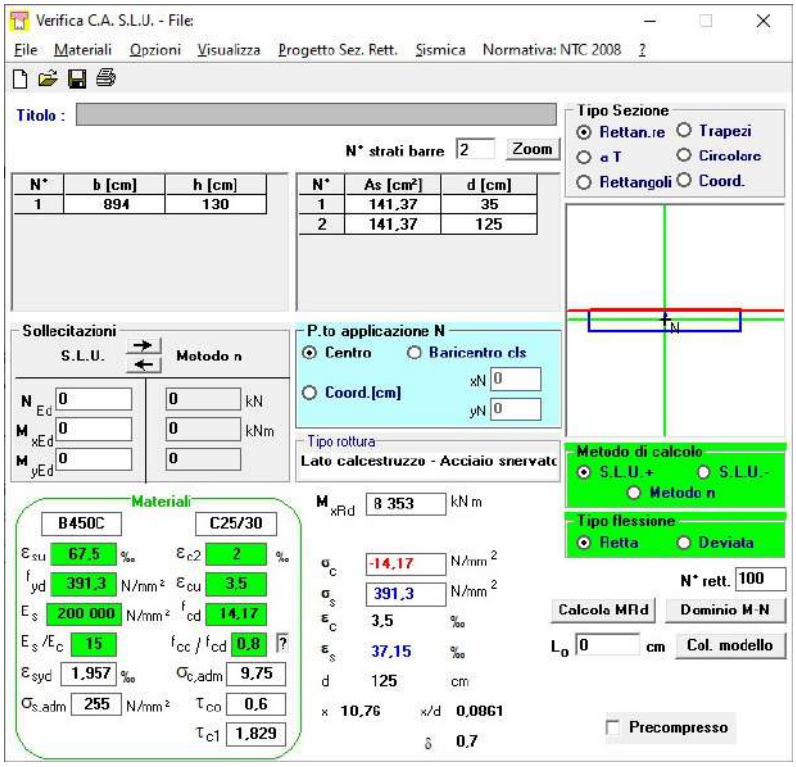


Figura 37 - Momento risultante soletta longitudinale

Si riporta a seguire la verifica di resistenza della soletta.



Si ha Msd=39280000 daNcm < Mrd=83530000 daNcm, ***la verifica risulta soddisfatta.***

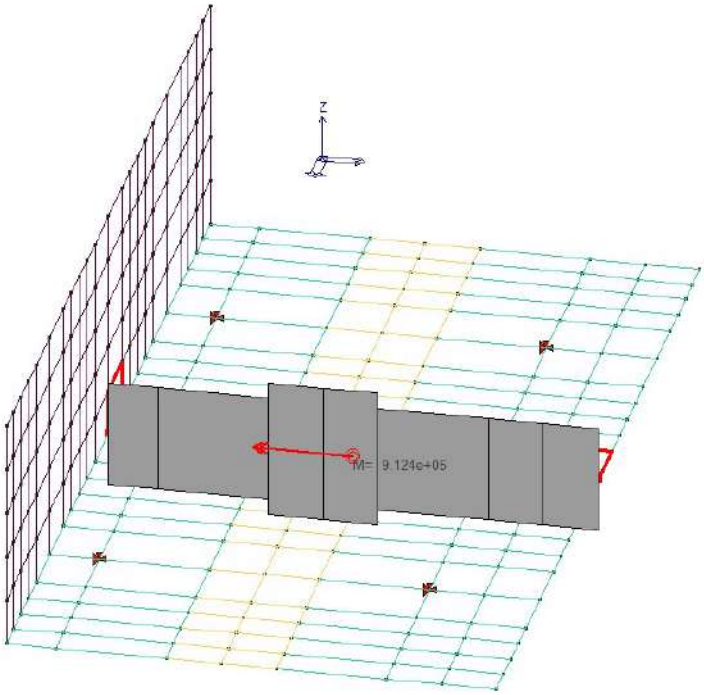
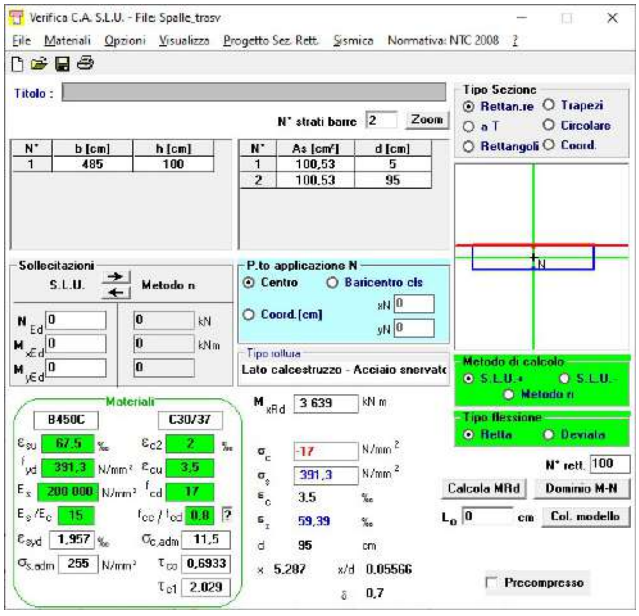


Figura 38 - Momento risultante trasversale



Si ha Msd=912400 daNcm< Mrd=36390000 daNcm, ***la verifica risulta soddisfatta.***

13.5. DIMENSIONAMENTO DEL GIUNTO

Il massimo spostamento dell'impalcato risulta pari a 11,62 cm.

Tale valore va combinato con la deformata della spalla stimata cautelativamente pari alla deformata del palo ovvero in 2,9 cm. L'assunzione risulta conservativa in quanto si trascura la presenza del palancolato esterno che contribuisce ad irrigidire il sistema.

Il giunto complessivo risulta pari a 14,52 cm.

Si prevede un giunto pari a 17 cm del tutto idoneo agli spostamenti attesi.

14. CONCLUSIONI

La struttura principale del ponte prevede un impalcato in travi prefabbricate c.a.p. e soletta collaborante impostato su isolatori.

La scelta di un sistema isolato deriva dalla necessità di ottimizzare le azioni in fondazione data l'elevata rigidezza dell'impalcato.

La geometria dell'impalcato ad una campata di circa 23 metri e due raccordi laterali, tra le spalle e la strada, di circa 4 mt.

Le spalle si impostano su n° 6 pali in c.a. trivellati aventi diametro 80 cm e lunghezza 16 metri.

Sono previste altresì delle palancole in c.a.p. funzionali a consentire la realizzazione delle fondazioni.

Si vuole evidenziare come il sistema preveda diversi componenti prefabbricati, ovvero fortemente dipendente dal dimensionamento e dai dettagli costruttivi indicati dal produttore e precisamente:

- Travi in c.a.p.;
- Isolatori marcati CE;
- Palancole in c.a.p.

Alla luce di questi aspetti, la presente relazione individua le peculiarità del ponte e le richieste minime a cui dovranno rispondere tali elementi prefabbricati ma dovrà essere sottoposta a revisione una volta che questi verranno individuati da parte dell'impresa appaltatrice per procedere al deposito prima dell'inizio dei lavori.

15. INTEGRAZIONI ALLA RELAZIONE ALLEGATA AL PROGETTO DEFINITIVO

15.1. PREMESSA

Il presente capitolo è finalizzato all'integrazione della Relazione Tecnica di Calcolo allegata al Progetto Definitivo, recependo le richieste di integrazione avanzate dalla PROVINCIADI FERRARA Settore Lavori Pubblici, pianificazione territoriale, Mobilità–Progettazione e Antisismica Servizio Associato Sismica (S.A.S.) nell'ambito della Conferenza dei Servizi indetta dall'ente appaltante.

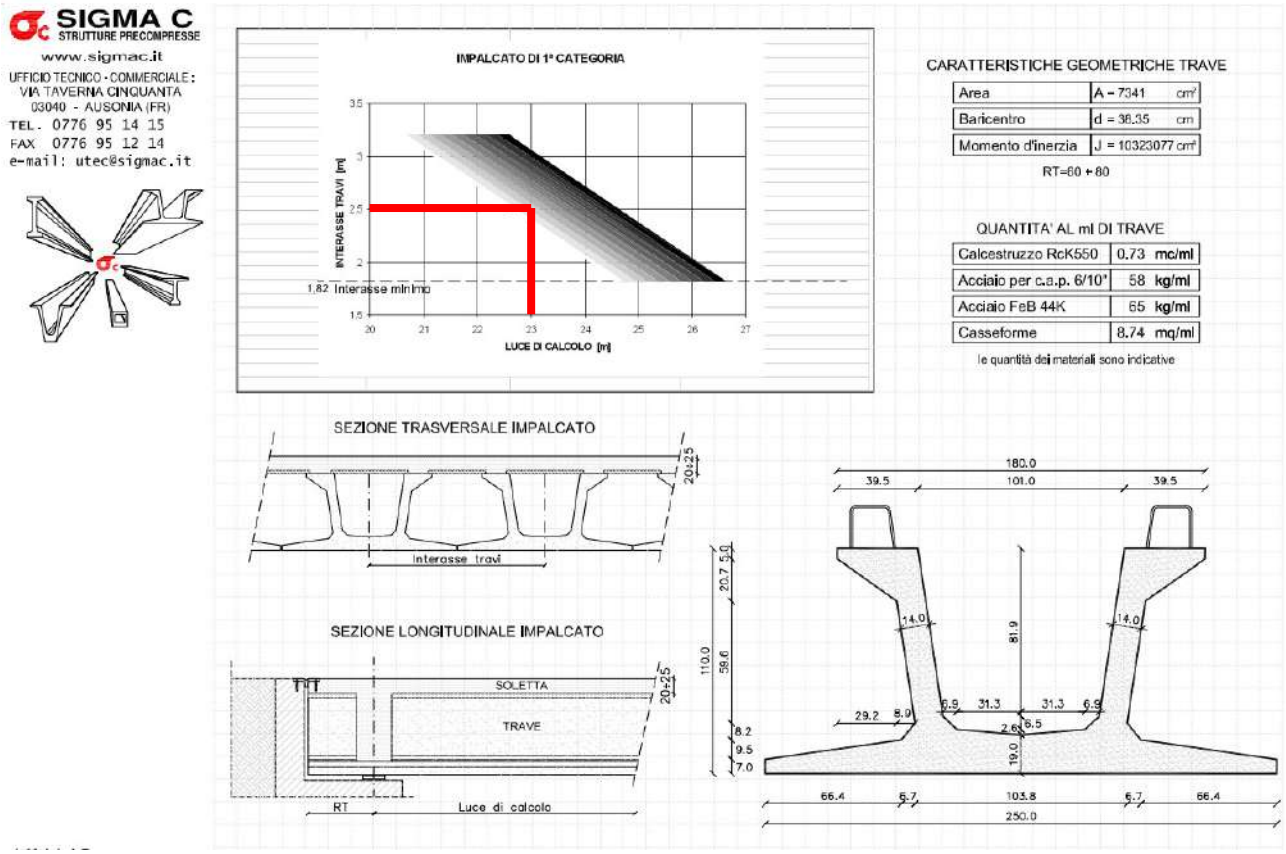
Si richiamano a seguire le richieste allegate al parere ricevuto con esito positivo e prescrizioni.

1. Relativamente alle travi in c.a.p. dell'impalcato e al sistema di palancole in c.a.p., si chiede di riportare i calcoli di dimensionamento e di verifica; a tal proposito si specifica che tali calcolazioni devono essere sviluppate ad un livello di definizione tale che nella successiva progettazione esecutiva non abbiano significative differenze tecniche e di costo;
2. Si nota che l'altezza dei muri paraghiaia laterali delle spalle, indicata nella tavola strutturale DS03 – "Armature Spalle" differisce dall'altezza indicata nella tavola architettonica DA01; si richiede un particolare quotato di maggior dettaglio.

Oltre alle risposte ai due punti elencati, si coglie l'occasione per integrare la relazione con alcune verifiche di dettaglio sviluppate nel presente livello di progettazione e che costituiscono un mero affinamento del calcolo rispetto al definitivo senza in alcun modo alterare il progetto presentato.

15.2. DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE TRAVI IN C.A.P.

Il predimensionamento, alla base della scelta della tipologia di impalcato, è stato eseguito con riferimento a schede tecniche tipiche della trave, parametrizzandole alla luce ed interasse di progetto (linee rosse del diagramma).



Come si può evincere dalla tabella, la tipologia di trave è del tutto idonea alla geometria del ponte in oggetto.

L'affinamento della verifica, finalizzato a garantire che le caratteristiche della trave riportata nel presente progetto non debbano essere modificate in maniera sostanziale all'atto del deposito del progetto da parte del prefabbricatore, viene eseguita calcolando le massime sollecitazioni flettenti attese sulla trave secondo la metodologia di seguito descritta, generalmente adottata dai prefabbricatori, e raffrontandole con i diagrammi resistenti della trave armata come da elaborati grafici e desunti da un calcolo del prefabbricatore per un ponte analogo.

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta e dei traversi di testata. Esso, quindi, si presenta come una lastra appoggiata sui lati opposti caratterizzata da una forte ortotropia. Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni. Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidezza torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calcules des grillages de pontres ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione. Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi e che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa. Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali. Il comportamento dell'impalcato

dipende essenzialmente dalle rigidezze flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza. Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropa nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidezze flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica pari a 2B=ni con n=numero travi ed i=interasse travi

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$p(x;e) = Pm \text{ sen } (\pi x/l)$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e; per tale carico la deformata ha una legge w(x,y;e) che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso Pm ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$p(x;e) = (Pm/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$\mathbf{w}(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso Pm ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$p(x;e) = (Pm/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e, il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$K(y;e) = w(x,y;e)/ w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e, il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e il carico medio 1/n dove n è il numero delle travi.

Il valore di K(y;e) è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore)

b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico

c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)

d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale.

Si riportano a seguire i dati geometrici ed inerziali dell'impalcato.

Parametri trave e traversi			
Jl	0.35055104	m^4	
Kl - coeff.torsione trave	0.10338246	m^4	
Jt	0.00000666	m^4	
Kt - coeff. Torsione traverso	0.00000666	m^4	
L	23	m	
n	3		numero travi
b1	2.52	m	interasse travi
l1	0.01	m	interasse traversi
2b=nb1	7.56	m	larghezza teorica
coeff. Omog. Soletta/trave	0.89		

Calcolo dei parametri del graticcio equivalente			
Dx (EJl/b1)	0.156	E	
Dy (EJt/L1)	0.000666	E	
Cxy (GKl/b1)	0.04102479	G	
Cxy (GKt/L1)	0.000666	G	
υ	0.1		
H	0.00947518	E	
E	300000	daN/cmq	
G	136363.636	daN/cmq	
Θ	0.643		
α	0.929		0.963685

Trave esaminata	1	2	3	
y (m)	2.52			
b (m)	3.78	3.78	3.78	
y/b	0.66666667	0	0	
Carico colonna 1 - e=150 cm	e/b	0.396825		
Ko	1.73448254			
K1	1.36551171			
Kα	1.378911	0	0	
Q	30000	daN		
Q1	13789.11	0	0	
Msd	15030129.9	daNcm		TANDEM
q	27	daN/cm		
q1	12.410199	daN/cm		DISTRIBUITI

Msd	8206244.07	daNcm		
Carico colonna 2 - e=-150 cm	e/b	-0.39683		
Ko	0.09435638		0	
K1	0.58034499		0	
Kα	0.56269617	0	0	
Q	20000	daN		
Q1	3751.30782	0	0	
Msd	4088925.52	daNcm		TANDEM
q	7.5	daN/cm		
q1	1.40674043	daN/cm		
Msd	930207.11	daNcm		DISTRIBUITI
Folla marciapiedi - Sx	e/b	1.055556		
Ko	3.287424		0	
K1	1.884972		0	
Kα	1.93590246	0	0	
p	0	daN/cm		
p1	0	0	0	
Msd	0	daNcm		
Folla marciapiedi - Sx	e/b	-1.05556		
Ko	-0.621612		1	
K1	0.316816		1	
Kα	0.28273671	0	1	
p	0	daN/cm		
p1	0	0	10000	
Msd	0	daNcm		
Zona rimanente	e/b	0		
Ko	0		0	
K1	0		0	
Kα	0	0	0	
p	0	daN/cm		
p1	0	0	0	
Msd	0	daNcm		
Peso trave	19.21	daN/cm		
Msd	12702612.5	daNcm		
Peso soletta (valore approx)	20.13	daN/cm		
Msd	13310962.5	daNcm		
Peso pavimentazione	5	daN/cm		
Msd	3306250	daNcm		

Guard rail-DX	0.96795123	daN/cm
Msd	640057.75	daNcm
Guard rail- SX	0.14136836	daN/cm
Msd	93479.825	daNcm
Cordolo sx	0.45709102	daN/cm
Msd	302251.434	daNcm
Cordolo dx	3.12970897	daN/cm
Msd	2069520.06	daNcm

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

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			*Carichi orizzontali*		*Carichi verticali*
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura 39 - Schema di carico

I valori elementari precedentemente riportati vengono combinati secondo i riferimenti di legge, ottenendo i valori di momento riportati a seguire.

Schema di carico 1 - Rif.TAB.5.1.IV		
Msd	28255506.6	daNcm
Combinazione SLU - fondamentale		
Msd	85343891.6	daNcm

Si riporta a seguire il diagramma rappresentativo del momento resistente della trave in c.a.p. corrispondente alla sezione ed all'armatura lenta e da precompressione pari a quella tipologica riportata negli elaborati grafici.

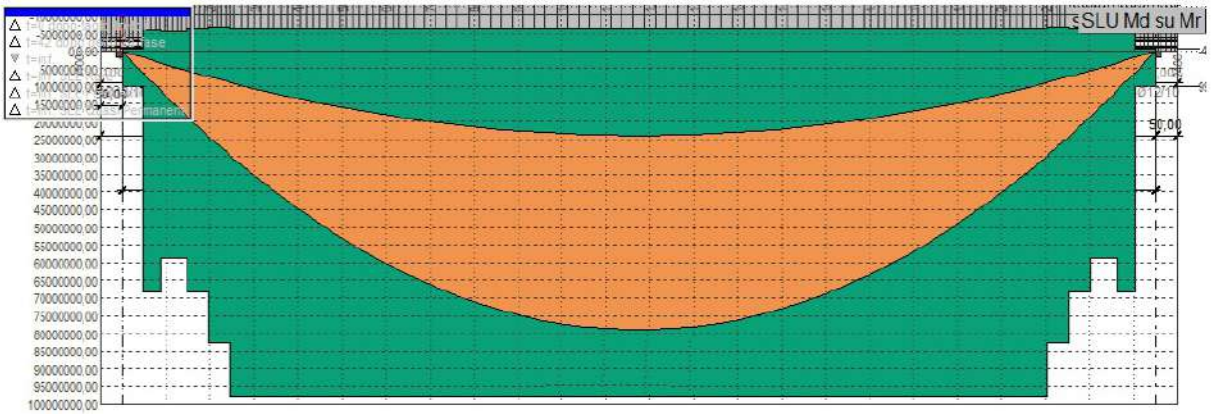


Figura 40 - Diagramma Mrd (VERDE) da relazione di calcolo prefabbricatore

Mrd=97786336,26 daNcm>Msd=85343891.6 daNcm, la verifica risulta soddisfatta.

Si effettua altresì una verifica sulle staffe diam.12 a passo variabile 10/15 cm poste tra i due getti realizzati in fasi diverse, ovvero tra trave prefabbricata e soletta gettata in opera ai sensi dell'Eurocodice 2 paragrafo 6.2.5.

La normativa di riferimento raccomanda che la tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi soddisfi la seguente espressione:

$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$ (6.23)

v_{Edi} è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia ed è data da:

$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z\, b_i)$ (6.24)

dove:

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

z è il braccio della coppia interna della sezione composita;

b_i è la larghezza dell'interfaccia (vedere figura 6.8);

v_{Rdi} è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia ed è data da:

$v_{Rdi} = c\, f_{ctd} + \mu\, \sigma_n + \rho\, f_{yd}\, (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0{,}5\, \nu\, f_{cd}$ (6.25)

dove:

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0{,}6\, f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c\, f_{ctd}$ pari a 0;

dove:

As è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia;

A i è l'area del giunto;

α è definito nella figura 6.9 e si raccomanda che sia limitato a 45° ≤ α ≤ 90°;

v è un coefficiente di riduzione della resistenza (rif.EC2 6.2.2.) assunto pari a:

$$v = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] (f_{ck} \text{ in MPa})$$

In assenza di informazione più dettagliata, si ipotizza una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente: c = 0,45 e μ = 0,7.

Staffe diam.12/10 cm		
ρ	0.003767	
f_{yd}	3913	daN/cmq
$f_{ctd\ -\ C30/37}$	7.469008	daN/cmq
c	0.45	
μ	0.7	
α	1.57	
v_{rd}	13.68	daN/cmq
Ved	148424.2	daN
zi	65	cm
b	150	cm
ved	10.24093	daN/cmq
h soletta	25	cm
$f_{cd-\ C30/37}$	181	daN/cmq
Fu	883280	
Ftot	1312983	
β	0.672728	

Verifica limite 0,5vfcd		
v	0.528	
vrd,max	47.784	daN/cmq

Alle presenti valutazioni, per quanto tali da poter garantire l'idoneità del prodotto e la tipologia di trave individuata ai carichi di progetto, dovrà seguire la relazione di calcolo a cura del prefabbricatore e la redazione degli elaborati costruttivi che verranno depositati prima dell'inizio delle lavorazioni a verifica e conferma delle ipotesi adottate nelle precedenti valutazioni numeriche.

15.3. DIMENSIONAMENTO DELLE PALANCOLE C.A.C PREFABBRICATE

Le palancole sono opere di tipo provvisionale e la funzione è quella di sostegno del terreno nella fase di realizzazione dei pali e, successivamente alla creazione della palificata, quella di cassero a perdere tenuto conto che tutto il carico dell'impalcato è trasferito dalle spalle ai pali diam.80 mm che per rigidezza e lunghezza risultano del tutto predominanti.

Si prevede l'utilizzo di palancole 43x35 L=9,00 m armate come riportato nella sezione tipica a seguire.

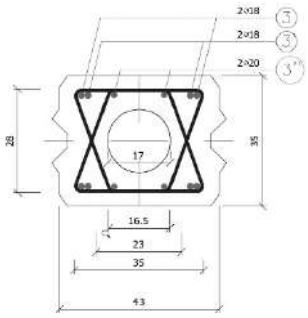


Figura 41 - Sezione tipica della palancola

Lo schema e la geometria di carico è quella riportata a seguire, evidenziando come NON SIA PREVISTO SCAVO, ma il sistema di palancole sostiene il terrapieno come conformato allo stato di fatto e garantisce la regolarità del paramento dopo la realizzazione della palificata.

Il modello di calcolo schematizza, cautelativamente, una palancola di larghezza unitaria, trascurando l'effetto scatolare del sistema previsto. Altrettanto cautelativamente si considera un dislivello tra quota del terreno a monte ed a valle pari a 2 metri pur essendo il terreno pressoché degradante.

Si prevede un carico uniforme distribuito di 500 daN/mq a tergo del muro oltre ad un primo strato di riporto tenuto conto del rimaneggiamento e dell'irregolarità della sponda.

Non essendo previsto lo scavo, <u>non occorrono verifiche a sifonamento o sollevamento del fondo scavo</u> ma si procede unicamente con una verifica di stabilità e della struttura della palancola.

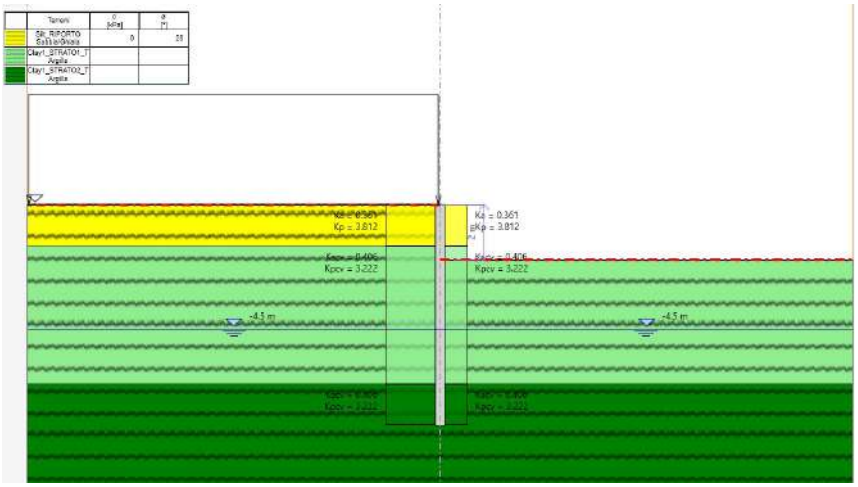


Figura 42 - Schema di calcolo della palancola

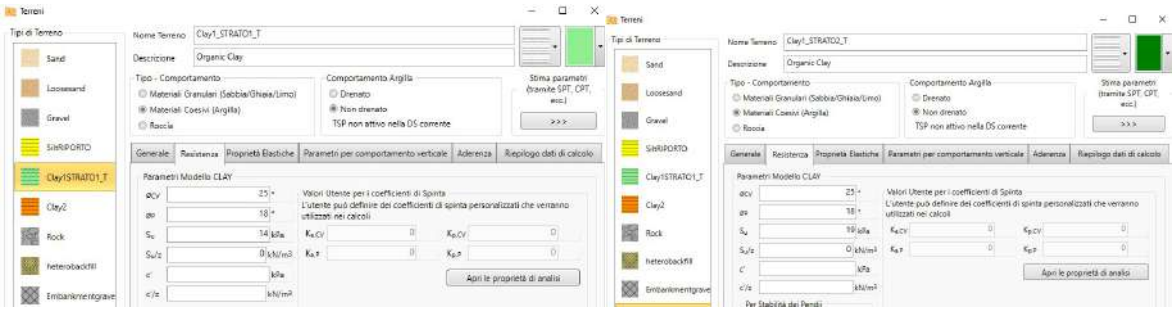


Figura 43 - Parametri assunti per gli strati coesivi

In mancanza di parametri geotecnici di laboratorio per gli strati coesivi, si adottano valori cautelativi derivanti da tabelle di letteratura per gli angoli di attrito.

ANGOLO DI ATTRITO DI TERRENI ORGANICI					
AUTORE	**ANNO**	**LUOGO**	**CARATTERISTICHE TERRENO**	**ϕ' [°]**	**p' durante la prova [kPa]**
Hight et al.	1992	Inghilterra	argilla con OC=2-4%	34	25-150
Tanaka e Locat	1999	Giappone	argilla con OC=2-4% ricostituita, presenti microfossili	25-40	100-300
Coutinho e Lacerda	1989	Brasile	argilla con OC=10-60%	23°+ 0,5766 OC	50-300
Larsson	1990	Svezia	argilla con OC=10%, microfibre scoperte con microscopio elettronico	60-90	15-100
Shahanguian	1981	Francia	argilla con OC=25%	28-34	30-70
Krieg	2000	Germania	argille con OC fino al 30%	44-74	>50

Figura 44 - Parametri di letteratura

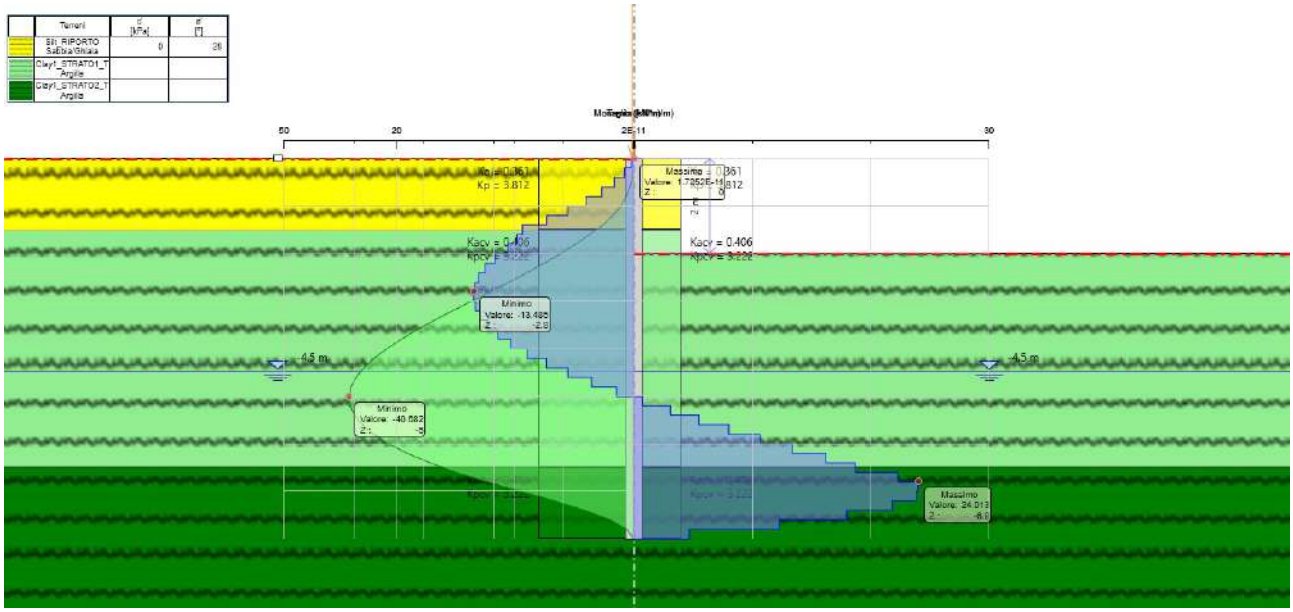


Figura 45 - Sollecitazioni di verifica

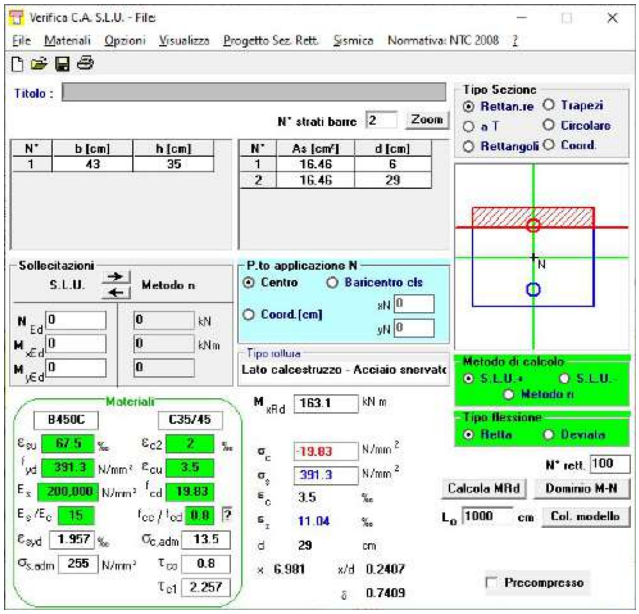


Figura 46 - sezione palancola

Le sollecitazioni di verifica sono le seguenti:

Msd= 40,72 KNm/m ovvero 17,51 KNm/palancola

Tsd=13,5 KNm/m ovvero 5,81 KN/palancola

Si ha Mrd=163 KNm>>Msd, la verifica è soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO PER TRAVI PRIVE DI ARMATURA SPECIFICA										
Af prog	Staffe diam.8/10 cm									
fck	35									
fcd	19.833333									
fyd	391.30435									
	L.magg	L.min	d	øL min	Af prog	Ved	k	k adott	Vrd	
	cm	cm	cm	cm	cmq	kN			kN	
PALANCOLA	43	35	30	1.80	16.96	5.81	1.82	1.82	88.63	non occorre armatura a taglio

La verifica è ampiamente soddisfatta, non occorre armatura specifica a taglio, si dispongono staffe diam.8 con passo 10/20 mm.

Trattandosi di elementi prefabbricati, occorrerà procedere al deposito della documentazione fornita dal produttore prima dell'inizio delle lavorazioni.

15.4. VERIFICA DI DETTAGLIO AD INTEGRAZIONE DELLA RELAZIONE DI CALCOLO

Si riportano alcune verifiche di dettaglio eseguite nella presente fase di affinamento del progetto da definitivo ad esecutivo, che non modificano il progetto ma confermano le assunzioni ed i dimensionamenti ad oggi eseguiti.

15.4.1. VERIFICA A PUNZONAMENTO DELLA SOLETTA DI BASE DELLE SPALLE

La verifica viene condotta ai sensi del paragrafo 6.4.3. dell'Eurocodice 2. La procedura si fonda sulla verifica alla faccia del pilastro/palo ed al perimetro di verifica di base u_1.

Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto (MPa) lungo le sezioni di verifica:

- $v_{rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra priva di armature lungo la sezione di verifica considerata;
- $v_{rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica;
- vrd,max è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Si provvederà all'esecuzione delle seguenti verifiche:

a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata: ved<vrd,max;

Si ha ved=β $v_{ed}/u_i d$

vrd,max=0.5vfcd=0.5[0.6(1-fck/250)]fcd

b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se ved<vrd,c

Dove vrd,c viene valutata secondo la 6.47 del paragrafo 6.4.4. dell'Eurocodice 2:

vrd,c=$C_{rd,c}$ k$(100\rho f_{ck})^{1/3}$>(vmin)

dove

- fck è espresso in Mpa;
- $C_{rd,c}=0.18/\gamma_c$
- $k=1+\sqrt{(200/d)}$
- $\rho_l=\sqrt{(\rho_{ly}\ \rho_{lz})}<0.02$

Si raccomanda che la resistenza a punzonamento della fondazione di un pilastro sia verificata lungo il perimetro di verifica distante non più di 2d dal contorno del pilastro. Nel caso di carico coassiale la forza netta applicata vale Ved,red=Ved-ΔVed dove Ved è la forza tagliante applicata e Δved è la forza netta ricolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica.

Ved=Ved,red/ud

Vrd=$C_{rd,c}$ k$(100\rho f_{ck})^{1/3}$2d/a

c) Se ved>vrd,c si provvederà a disporre l'armatura a taglio secondo quanto indicato nel punto 6.4.5.

Dove è richiesta l'armatura a taglio l'Eurocodice 2 raccomanda che sia calcolata in conformità alla seguente espressione:

$v_{rd,cs}=0.75v_{rd,c}+1.5(d/sr)A_{sw}f_{ywd,ef}(1/(u_1d))\sin\alpha$

Asw è l'area di armatura a taglio a punzonamento situata su di un perimetro introno al pilastro (mmq);

sr è il passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio-punzonamento (mm);

$f_{ywd,ef}$ è la resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento secondo la relazione $f_{ywd,ef}=250+0.25d<f_{ywd}$ [MPa];

d è la media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali [mm]

α è l'angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra.

La verifica viene condotta per lo sforzo normale massimo e relativo momento flettente, rispettivamente per il palo diam.80 e per il dado 100x100 cm.

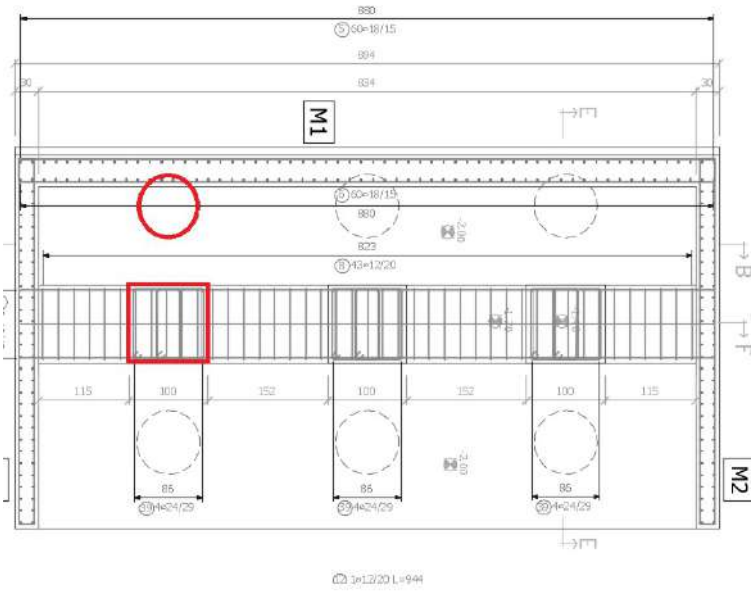


Figura 47 - indicazione profili elementi di verifica

Nota: il perimetro "u" per il palo è viene valutato in rapporto alla presenza di un bordo in prossimità.

<u>Verifica a punzonamento lato palo.</u>

VERIFICA A PUNZONAMENTO PALO																	
												verifica 6.4.3.2(a)		verifica 6.4.3.2(b)		
	ρ	d.palo	d	u	Ved	Med (*)x	Med (*)y	ex	ey	k	β (sez.circolare)	vrd.max	ved		vrd.c	ved
SOLETTA sp.100 cm		cm	cm	cm	daN	daNcm	daNcm	cm	cm			daN/cmq	daN/cmq		daN/cmq	daN/cmq
	0.001005	80	90	921.0667	80100.00	0	0	0	0	1.149071	1	44.88	3.542994	ok	1.992006	0.966271

Ved	massima sollecitazione sul palo	
(*)	momento corrispondente al max sforzo normale	
fck	30	Mpa
fcd	17.00	Mpa
ρ	Incidenza acciaio teso	

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a punzonamento lato dado

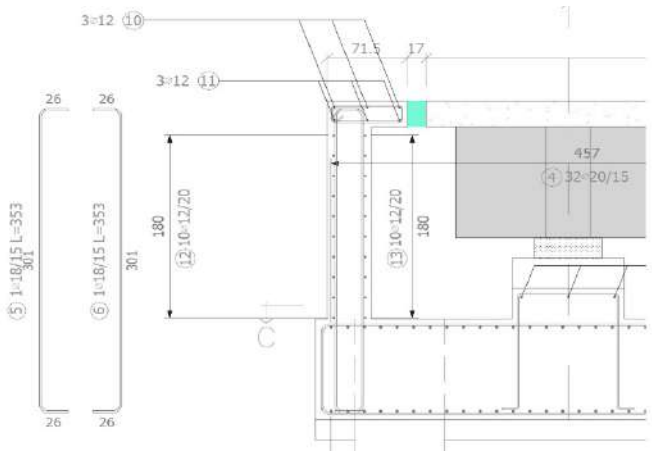
VERIFICA A PUNZONAMENTO DADO																
												verifica 6.4.3.2(a)			verifica 6.4.3.2(b)	
	ρ	b dado	d	u	Ved max SLU	Med (*)x	Med (*)y	ex	ey	k	β (sez.rettang.)	vrd,max	ved		vrd,c	ved
SOLETTA PLINTO SP.100 CM			cm	cm	daN	daNcm	daNcm	cm	cm			daN/cmq	daN/cmq		daN/cmq	daN/cmq
	0.001436	100	90	1120	178900	0	0	0	0	1.149071	1	44.88	1.77	ok	2.24	1.77

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

15.4.2. VERIFICA A TAGLIO DEL DENTE DEL PARAGHIAIA

Si riporta a seguire la verifica a taglio del paraghiaia per lo sforzo normale Q1k 200 KN concentrato su impronta 35x60 cm e diffuso attraverso la pavimentazione come da schemi di carico di normativa.

Verifica a taglio del paraghiaia



Sezione tipologica

Schema di carico 2

VERIFIA A TAGLIO PER TRAVI PRIVE DI ARMATURA SPECIFICA	
Af prog	Staffe diam.20/10 cm
Ved	Quota del carico Q=200 KN gravante sulla sezione, considerando una diffusione attraverso 12 cm di pavimentazione e verificando l'asse mediano del dente (12.5 cm) amplificata per il coefficiente γ=1.5

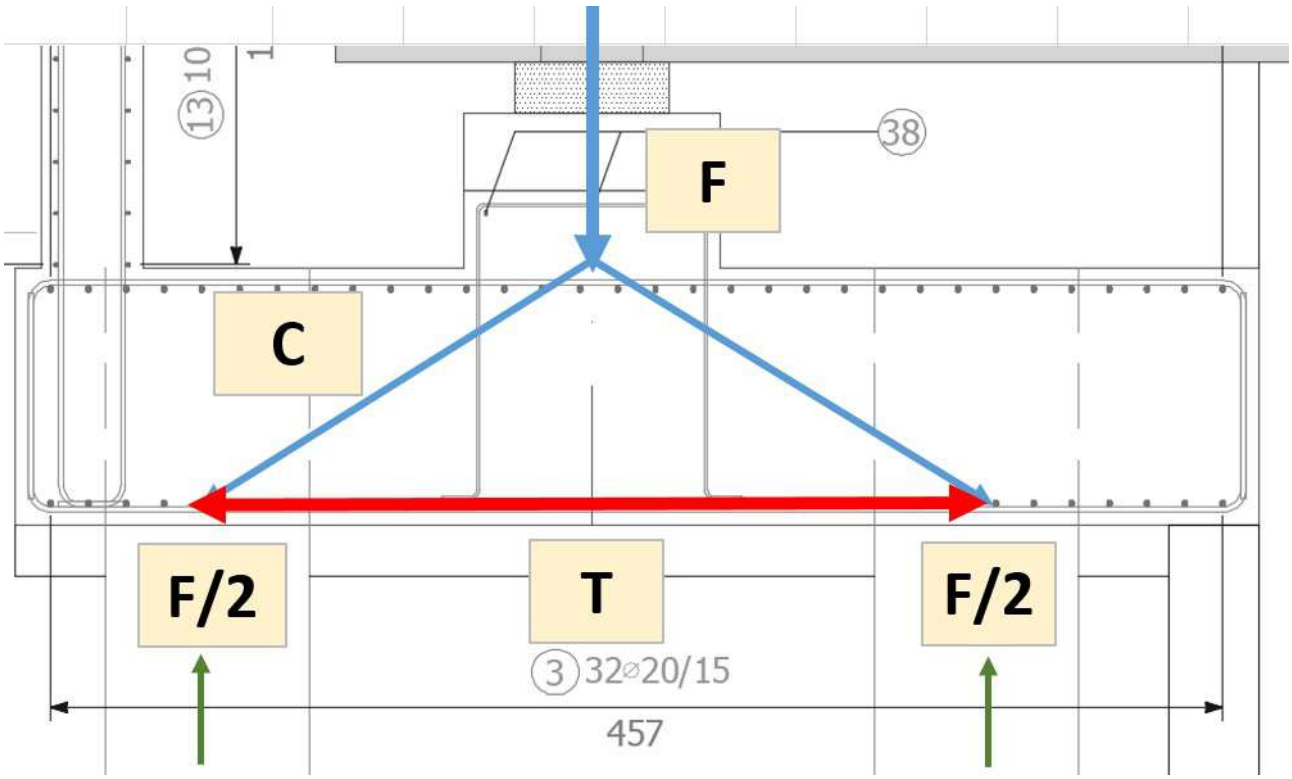
fck	30
fcd	17
fyd	391.30435

	L.magg	L.min	d	øL min	Af prog	Ved	k	k adott	Vrd	
	cm	cm	cm	cm	cmq	kN			kN	
DENTE PARAGHIAIA	109	25	21	1.20	34.226	146.42857	1.98	1.98	171.93	non occorre armatura a taglio

La verifica risulta soddisfatta senza prevedere armatura specifica a taglio.

15.4.3. VERIFICA SECONDO SCHEMA STRUT&TIE DELLA SOLETTA DI BASE

Data l'altezza del plinto, al limite tra la definizione di elemento tozzo e snello, si riporta a seguire la verifica secondo lo schema tirante/puntone della soletta di base, già in precedenza verificata a flessione, tenendo in considerazione il massimo sforzo SLU all'appoggio.



Fmax-SLU	1789	KN
h	120	cm
b/2	150	cm
	192.0937	
angolo	0.674741	rad
tg.alfa	0.8	

C	1431.899	KN	
T	1118.125	KN	
As,min	28.57462	cmq	
barre d.20	9.100198	n	Sono presenti barre diam 20/15
fcd	181.3333	daN/cmq	
Amin	789.65	cmq	
Lmin	28.10071	cm	

La dimensione della sezione in cls è coerente con la formazione di un puntone compresso C di sezione minima 28,1x28,1 cm e l'armatura prevista (diam20/15) è del tutto coerente con il numero minimo di 9 barre che sono presenti in una fascia di circa 135 cm, congruente con la larghezza di diffusione delle sollecitazioni da dado a palo. Inoltre, come da precedenti valutazioni sotto l'ipotesi di plinto snello, l'armatura risulta costante lungo tutto lo sviluppo della soletta, quindi del tutto superiore al valore minimo richiesto.

Il presente dimensionamento integra e conferma tutte le valutazioni precedenti.

16. ALLEGATO – VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10$ nei pali infissi

$\phi' = \phi - 3°$ nei pali trivellati

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.te.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l.

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2\cos^2(45+\phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi-\phi/2)\tan\phi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1\right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD, e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B; di ciò tiene conto il coefficiente N_q, che quindi è funzione decrescente di D/B.

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin\phi}\left\{\exp\left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)\tan\phi\right]\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)I_{rr}^{(4\sin\phi)/[3(1+\sin\phi)]}\right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_V.

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_V può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad \text{(a)}$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan\phi + \sqrt{1+\tan^2\phi}\right)^2 \exp\left(2\psi\tan\phi\right)$$

N_C si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_C = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto *D/B*, quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori L/D>1:

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi(1-\sin\phi)^2\tan^{-1}\frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'_C	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan\phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi \cdot (1 - \sin\phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1}\frac{L}{D} \quad \text{se} \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α, proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan\delta) \cdot Al \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;

f_W = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$K = 1 - \tan^2\phi$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$K = 1 - \text{sen}\phi$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$\delta = 3/4\tan\phi$

Per pali trivellati

$\delta = \tan\phi$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel $\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$

Meyerhof – Murdock (1963) $\alpha = 1 - 0.1 \cdot c$ per $c < 5$ t/m^2

$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c$ per $c \geq 5$ t/m^2

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5$ t/m^2

$\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5$ t/m^2

$\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5$ t/m^2

$\alpha = 0.9$ per $c > 7.5$ t/m^2

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4$ t/m^2

$\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8$ t/m^2

$\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12$ t/m^2

$\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20$ t/m^2

$\alpha = 0.20$ per $c > 20$ t/m^2

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5$ t/m^2	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$Dp = \mathrm{arctg}\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo *n* superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie *i* per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j-esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

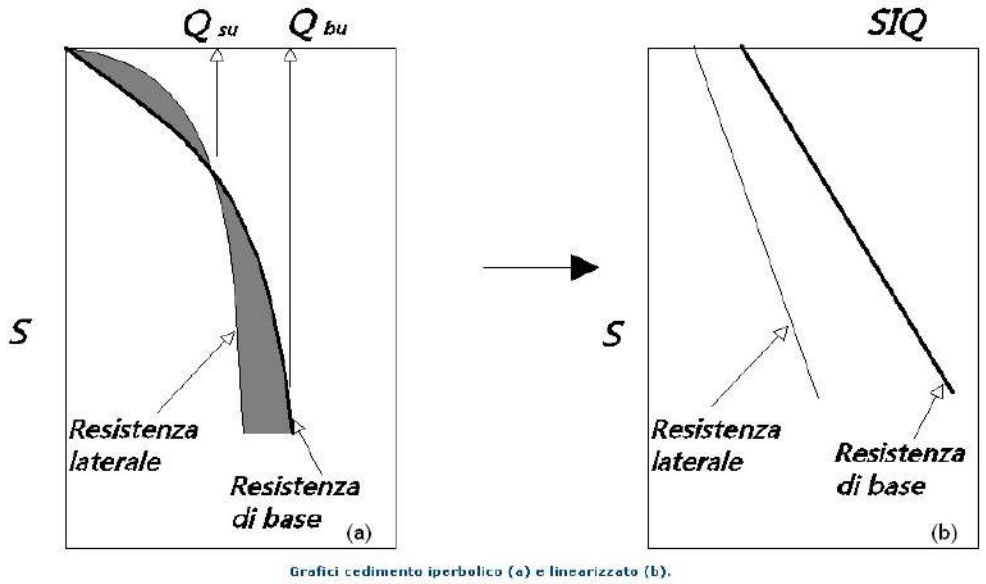
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Qsu) e la *resistenza di base ultima* (Qbu) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) *(Terzaghi, 1943)*. Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{SU}. In particolare se $Q \leq Q_{SU}$ la

deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso* o *nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4}{\pi}\frac{Q(L_o + K_e L_a)}{d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che Q > Q_{SU} bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi}\frac{1}{d_s^2 E_C}[Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

ds: diametro testa del palo.

Ec: modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $Ec=26\cdot10^6$ kN/m^2 per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di

$Ec=40\cdot10^6$ kN/m^2 per calcestruzzo da 40 N/mm^2.

Lo: lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.

La: lunghezza attiva del palo.

ke: rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva La. Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo La oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$Q=Q_s+Q_b$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$S_t=S_s=S_b$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

M_s: fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

d_s: diametro testa.

Q_s: attrito.

Q_{SU}: attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

d_b: diametro della base del palo.

Q_b: resistenza alla base.

Q_{bu}: resistenza ultima alla base

E_b: modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza Ss=Sb e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

$$f = \eta(Q - \alpha) - \beta$$

$$g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$$

$$h = \lambda\delta Q$$

$$\alpha = Q_{su}$$

$$\beta = d_b E_b Q_{bu}$$

$$\lambda = M_s d_s$$

$$\delta = 0.6 Q_{bu}$$

$$\eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente

plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$p = 9 \cdot c_U \cdot B$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_U = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$p = 3K_p \gamma z \cdot B$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A.

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^TX$$

e quindi

$$P = AF = A\,SA^TX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A\,SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X:

$$X = (A\,SA^T)^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A\,SA^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i, d_i, e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

$$BsZn = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove C = 40 è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidezza relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidezza e tale incremento è tanto maggiore quanto più

elevato è il contrasto di rigidezza. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al.2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidezza, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \left(\frac{V_{s2}}{V1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_C = a_{max}\, \rho_1 H_1$; amax accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2}, rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidezza dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

==========

Descrizione PALO DIAM. 80 CM

Diametro punta 0,80 m

Lunghezza 16,00 m

Tipo Trivellato

Densità relativa strato punta palo 51,00

Portanza di punta calcolata con: Berezantzev

Profondità falda da piano campagna 2,50 m

Calcestruzzo tipo 3

Acciaio tipo 1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11.33	1.01	2.21
2	C25/30	30	31475	25	14,16	1,14	2,56
3	C28/35	35	32308	28	15,86	1,26	2,76

4	C40/50	50	35220	40	22,66	1,63	3,5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	ß1*ß2 in.	ß1*ß2 fin.
1	B450C	200000	450	391,3	450	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

CPTU1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1,20	15,00	15,00	0,00	15,00	No	1,00	1,47	0	
2	7,80	13,00	13,00	0,00	15,00	No	1,00	1,53	100	
3	1,20	18,00	18,00	44,00	20,00	No	0,55	17,13	150	
4	1,30	17,50	17,50	34,00	20,00	No	0,65	15,99	150	
5	1,00	20,00	20,00	0,00	28,00	No	1,00	8,10	150	
6	0,80	17,50	17,50	35,00	20,00	No	0,64	17,45	170	
7	0,70	19,00	19,00	0,00	26,00	No	1,00	5,82	170	
8	11,70	20,00	20,00	0,00	30,00	No	1,00	22,74	230	

CPTU2

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1,30	18,15	18,15	0,10	15,00	No	1,00	1,47	0	
2	1,00	18,15	18,15	76,00	20,00	No	0,49	13,13	100	
3	2,70	13,00	13,00	19,00	20,00	No	0,81	0,81	150	
4	1,30	19,00	19,00	0,00	27,00	No	1,00	4,92	150	
5	1,70	17,50	17,50	20,00	20,00	No	0,80	11,16	150	

6	1,50	18,00	18,00	35,00	20,00	No	0,64	16,03	170
7	1,50	17,50	17,50	19,00	20,00	No	0,81	10,29	170
8	1,30	18,00	18,00	32,00	20,00	No	0,67	16,93	170
9	0,90	17,50	17,50	14,00	20,00	No	0,86	8,55	170
10	0,70	18,00	18,00	41,00	20,00	No	0,58	20,53	200
11	0,70	19,00	19,00	0,00	25,00	No	1,00	5,90	200
12	1,20	17,50	17,50	26,00	20,00	No	0,74	14,44	200
13	12,00	20,00	20,00	0,00	29,00	No	1,00	20,34	230

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN]
A1+M1+R3	13,76	25,05	27/0,00	217,15	1627,01	992,79	2402,65	--	797,82 [Lungo]
A1+M1+R3	11,22	20,95	26/0,00	217,15	1541,66	1108,97	2433,48	--	812,10 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

==========

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

==========

Numero verticali di indagine 2

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,65

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,55

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	1541,66	1584,33	1627,01
Laterale	992,79	1050,88	1108,97
Totale=Base+Laterale-Peso palo	2402,65	2418,07	2433,48

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3

Base 1,35

Laterale 1,15

Resistenza di progetto base 711,26 kN

Resistenza di progetto laterale 553,82 kN

Resistenza di progetto 1047,94 kN

Azioni di progetto 801,00 kN

Fattore sicurezza verticale 1,31

Resistenza di progetto carichi trasversali

==========

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione A1+M1+R3

==========

Numero verticali di indagine 2

Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,65

Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,55

Momento plasticizzazione 1612,90 kNm

Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
797,8204	804,9619	797,8204

Coefficiente parziale resistenza caratteristica 1,3

Resistenza di progetto 375,27 kN

Azioni di progetto 83,00 kN

Fattore sicurezza orizzontale 4,52

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno 0,013 cm

Tipo analisi Lineare

Massimo numero di iterazioni 1,00

Fattore di riduzione molla fondo scavo 1,00

Numero di elementi 9,00

Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi] 1,00

Modulo di reazione Ks Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kN]	M [kNm]	Fv [kN]

1	83,00	0,00	801,00

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kN/m³]	Sforzo normale [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Reazione terreno [kN]	Rotazione (°)	Spostamento [m]	Pressione terreno [kN/m²]
1	1,78	0	801	0	78,28	4,72	-0,267	0,0289	0
2	1,78	550,779	825,13	-139,17	64,06	14,22	-0,256	0,0207	11,426
3	1,78	550,779	849,25	-253,04	78,84	-14,78	-0,225	0,0132	7,287
4	1,78	550,779	873,38	-393,2	17,49	61,35	-0,175	0,007	3,837
5	1,78	32619,39	897,51	-424,28	-80,98	98,46	-0,111	0,0025	82,436
6	1,78	25502,14	921,64	-280,32	-81,36	0,38	-0,055	0	0,252
7	1,78	26209,74	945,76	-135,68	-44,19	-37,17	-0,023	-0,0011	-29,997
8	1,78	6491,906	969,89	-57,11	-24	-20,19	-0,008	-0,0016	-10,292
9	1,78	6491,906	994,02	-14,44	-8,13	-15,87	-0,002	-0,0017	-11,161
10		6491,906	1018,15	0	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kN]	Md [kNm]	Td [kN]	Nr. Barre Diametro	Nu [kN]	Mu [kNm]	Cond. Verifica Flessione	Ver. Presso-Flessione	Def.Max Cls	Def.Max Fe	Asse Neutro [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Taglio [kN]	Sicurezza taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	801,00	--	78,28	21Ø30	801,00	1305,51	13312,31	Verificata	1,55E-03	-1,96E-03	5,97	23,9Ø10	CLS=1174,90 Staffe=338,87	0,23	Verificata
2	1,78	825,13	-139,17	64,06	21Ø30	825,14	-1310,01	9,41	Verificata	1,56E-03	-1,96E-03	-5,87	23,9Ø10	CLS=1177,23 Staffe=338,63	0,19	Verificata
3	3,56	849,25	-253,04	78,84	21Ø30	849,26	-1314,50	5,19	Verificata	1,57E-03	-1,96E-03	-5,77	23,9Ø10	CLS=1179,55 Staffe=338,40	0,23	Verificata
4	5,33	873,38	-393,20	17,49	21Ø30	873,38	-1318,96	3,35	Verificata	1,57E-03	-1,96E-03	-5,67	23,9Ø10	CLS=1181,88 Staffe=338,17	0,05	Verificata
5	7,11	897,51	-424,28	-80,98	21Ø30	897,50	-1323,41	3,12	Verificata	1,58E-03	-1,96E-03	-5,57	23,9Ø10	CLS=1184,21 Staffe=337,94	0,24	Verificata
6	8,89	921,64	-280,32	-81,36	21Ø30	921,63	-1327,86	4,74	Verificata	1,59E-03	-1,96E-03	-5,47	23,9Ø10	CLS=1186,54 Staffe=337,71	0,24	Verificata
7	10,67	945,76	-135,68	-44,19	21Ø30	945,77	-1332,31	9,82	Verificata	1,60E-03	-1,96E-03	-5,37	23,9Ø10	CLS=1188,86 Staffe=337,48	0,13	Verificata
8	12,44	969,89	-57,11	-24,00	21Ø30	969,89	-1336,75	23,41	Verificata	1,61E-03	-1,96E-03	-5,27	23,9Ø10	CLS=1191,17 Staffe=337,25	0,07	Verificata
9	14,22	994,02	-14,44	-8,13	21Ø30	994,02	-1341,17	92,85	Verificata	1,62E-03	-1,96E-03	-5,17	23,9Ø10	CLS=1193,50 Staffe=337,02	0,02	Verificata

10	16	1018,15	--	--	21Ø30	1018,14	1345,57	13720,76	Verificata	1,62E-03	-1,96E-03	5,08	23,9Ø10	CLS=1193,50 Staffe=337,02	0,02	Verificata