



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
 DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
 TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO



SPV srl
 Via Inverio, 24/A
 10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06
 subentrato all'ATI



PROGETTISTA



RESPONSABILE PROGETTAZIONE



ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO
 1211 Dott. Ing. Claudio Dogliani

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



N. Progr. _____
 CARTELLA N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
 dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA

OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
 PC.3C.02 - Scarichi di Caonada - Scarico via Cal Trevigiana - (km 75+265.00)
 Relazione di calcolo spalle

P V D S R A P P C 3 C 0 0 2 - 0 0 1 0 0 0 2 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : _____

DEL: _____

**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA
MOBILITA' NEL TERRITORIO DELLE PROVINCE DI
TREVISO E VICENZA**

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO
PEDEMONTANA VENETA**

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE D'ARTE MINORI
OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
PC.3C.02 – SCARICHI CANOADA E VAL TREVIGIANA – (Km 75+245.00)
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

INDICE

<u>INDICE</u>	<u>2</u>
<u>1. DESCRIZIONE DELLE OPERE</u>	<u>5</u>
1.1. LE OPERE PROGETTATE.....	5
1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA.....	5
1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI.....	6
1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	11
<u>2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI</u>	<u>13</u>
2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI.....	13
2.2. DATI SISMICI.....	14
2.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	15
<u>3. IL MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>18</u>
3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA.....	18
3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA.....	18
3.3. SPINTA DEL TERRENO.....	19
3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	21
3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA.....	24
3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	29
3.7. UNITÀ MISURA.....	30
3.8. TERRENO.....	30
3.9. GEOMETRIA IMPALCATO.....	30
3.10. GEOMETRIA SPALLA.....	30
3.11. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA.....	32
3.12. AZIONI SISMICHE IMPALCATO.....	32
3.13. COEFFICIENTI SISMICI.....	33
3.14. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA.....	33
3.15. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE.....	33
3.16. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO.....	34
3.17. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO.....	34
3.18. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO.....	35

3.19. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO	36
3.20. AZIONI SISMA PESO PROPRIO	36
3.21. AZIONI SISMA MODALE TERRENO	37
3.22. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PALIFICATA	38
3.23. SOLLECITAZIONI SLU SUI PALI DI FONDAZIONE	40
3.24. VERIFICA SLU PALO	42
3.25. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	43
3.26. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	44
3.27. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PALIFICATA	45
3.28. SOLLECITAZIONI SLE TENSIONALI SUI PALI DI FONDAZIONE	45
3.29. VERIFICA SLE TENSIONALE PALO	46
3.30. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	47
3.31. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	47
3.32. COMBINAZIONI SLE FESSURAZIONE AL BARICENTRO PALIFICATA	48
3.33. SOLLECITAZIONI SLE FESSURAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE	49
3.34. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PALO	49
3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE	50
3.36. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE	51
3.37. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE	52
3.38. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA	54
3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO FRONTALE	55
3.40. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA	56
3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE	56
3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA	57
3.43. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	57
3.44. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE	58
3.45. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	58
3.46. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE.....	59
3.47. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA	59
3.48. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE.....	60
3.49. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI.....	61
<u>4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI</u>	<u>62</u>
4.1. ISOLATORI	62
4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE	62
<u>5. VERIFICA MURETTO DI CONTENIMENTO SISMICO</u>	<u>63</u>

6. VERIFICA DI PORTANZA PALO66

6.1. CALCOLO EFFICIENZA PALIFICATA67

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo delle spalle del PC.3C.02, descritto in questo documento, è stato affrontato sulla base dei metodi di calcolo indicati dalla normativa vigente in materia e più dettagliatamente riportate nei paragrafi successivi.

Nella relazione si descrivono i problemi di carattere strutturale che sono stati affrontati nel corso della progettazione e per essi vengono espone le modalità di soluzione e le procedure di calcolo adottate per la determinazione delle dimensioni delle strutture principali.

La relazione si completa mediante una serie di elaborati che consistono in tabelle schematiche riportanti le caratteristiche della sollecitazione utilizzate alla base della verifica degli elementi strutturali costituenti l'opera, nonché le verifiche di resistenza dei materiali, eseguite nelle sezioni più significative e maggiormente sollecitate.

1.1. LE OPERE PROGETTATE

L'opera sarà realizzata da una zattera di fondazione, sulla quale si innesterà il paramento verticale della spalla ed il paraghiaia. La spalla si completa con un muro laterale necessario per il contenimento del terreno a monte della stessa e con due muretti affiancati al paraghiaia a valle necessari per contenere gli spostamenti dovuti alle azioni sismiche orizzontali trasversali con interposizione di un cuscinetto in neoprene tra piattabanda inferiore della trave e muretto.

1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA

La protezione sismica dell'opera è garantita mediante l'isolamento totale del ponte. In particolare verranno disposti isolatori elastomerici sulle spalle.

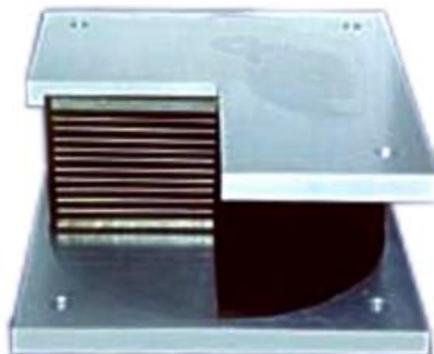


Figura 1.1: Isolatore elastomerico

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidità verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative.

Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in modo da mantenere lo stesso in campo elastico per terremoti di progetto derivanti dalla mappatura sismica come da D.M. 14/01/2008.

1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture e per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- NTC2008 – Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008;
- Norma tecnica UNI ENV 1992-1-1:1993, Eurocodice 2 progettazione delle strutture di calcestruzzo;

1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

1.4.1. Classi di esposizione ambientale

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Tabella 1.1: Classi di esposizione e requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione

Le resistenze caratteristiche R_{ck} della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di 280 kg/m^3 . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di R_{ck} e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Facendo riferimento alla tabella precedente, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

- Plinti, pali di fondazione XC2;
- Elevazione spalle, muri, paraghiaia XF3.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

PALI :

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	300	kg/cm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	18	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	141	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	12	kg/cm ²
Modulo di elasticità	E _c	314 472	Kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	249	Kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50	

Classe di resistenza

C25/30

SOTTOFONDAZIONI :

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	250	Kg/cm ²
----------------------------------	-----------------	-----	--------------------

Classe di resistenza

C20/25

FONDAZIONI :

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	300	kg/cm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	18	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	141	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	12	kg/cm ²
Modulo di elasticità	E _c	314'472	Kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	249	Kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50	

Classe di resistenza

C25/30

STRUTTURE IN ELEVAZIONE :

Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	350	kg/cm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	20	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	165	kg/cm ²
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	13	kg/cm ²
Modulo di elasticità	E _c	325'881	Kg/cm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	291	Kg/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50	

Classe di resistenza

C28/35

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo	B450C
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f _{yk} = tensione caratteristica di snervamento	450 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f _{yd} = resistenza di progetto	391 [MPa]
γ _s = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E _s = modulo elastico	206000 [MPa]

1.4.2. Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature h , nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4 cm per i plinti di elevazione e per le elevazioni delle spalle, muri e paraghiaia.

Ambiente	Classe di esposizione	C_{min} (mm)
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo Moderatamente aggressivo	XS1 XD2 XA2 XC4	30
Umido con gelo e sali disgelanti Marino con gelo	XF3 XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione

1.4.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

Cemento

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

Acqua d'impasto

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

Aggregati

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1^a della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

1.4.4. Caratteristiche delle miscele

Granulometria degli aggregati

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

Dimensione massima nominale dell'aggregato

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti; come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5 mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30 mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40 mm di diametro.

Rapporto acqua/cemento

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13^a e 16^a per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore $a/c = 0,60$.

1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni utilizzati per la determinazione della spinta agente sulla spalla.

RILEVATO

▶ Peso di volume del terreno.....	19,00	kN/m ³
▶ Peso di volume saturo del terreno	20,00	kN/m ³
▶ Angolo di attrito interno.....	35°	
▶ Angolo di attrito terra- muro.....	23,33°	
▶ Coesione	0.00	Mpa

TERRENO FONDAZIONE – AL1

▶ Peso di volume del terreno.....	19.00	kN/m ³
▶ Peso di volume saturo del terreno	20.00	kN/m ³
▶ Angolo di attrito interno.....	38.00°	
▶ Angolo di attrito terra- muro.....	38.00°	
▶ Coesione	0.000	Mpa

2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Il calcolo delle azioni agenti sulle spalle, è stato svolto secondo le prescrizioni impartite dalla normativa vigente in materia e già citata nella parte introduttiva della relazione. Sono stati considerati quindi i carichi permanenti determinati dal peso proprio delle strutture e dal peso degli allestimenti fissi presenti, nonché la spinta attiva esercitata dai terrapieni agenti a ridosso della spalla. I carichi accidentali presi in considerazione sono quelli derivanti dalle istruzioni tecniche in merito ai carichi mobili agenti sui ponti, le azioni del vento e le forze sismiche impresse dal terremoto di progetto.

2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI

2.1.1. Peso proprio struttura (g_1) e carichi permanenti (g_2)

E' costituito dal peso di tutti gli elementi strutturali e degli elementi di finitura che vanno a costituire l'impalcato completo.

2.1.2. Carichi mobili (q_1)

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a $w-(3.00 \times n_l)$, dove "w" è la larghezza della carreggiata e "n_l" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico si ha:

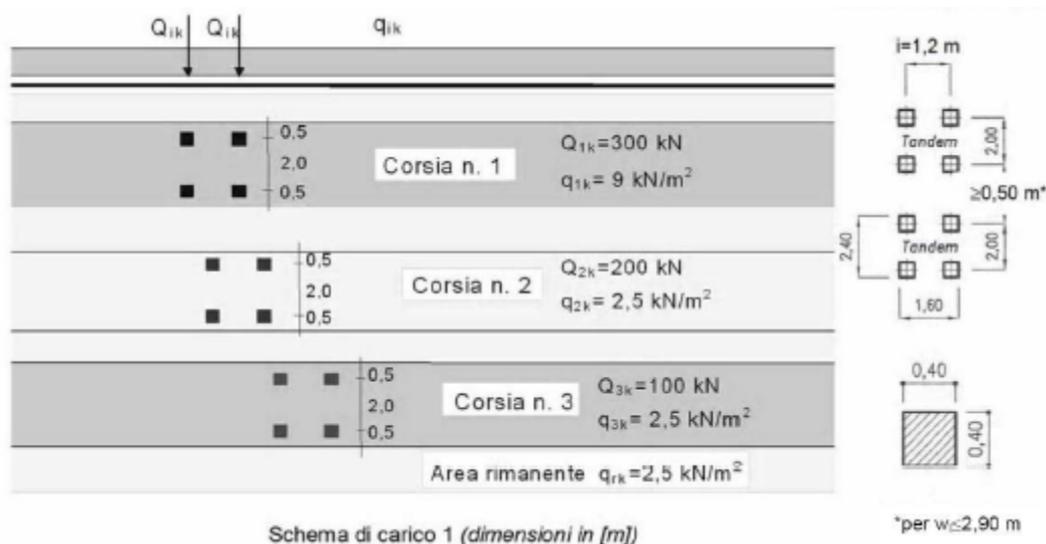


Figura 2.1: Schema di carico 1.

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

Tabella 2.1: Definizione dei valori dei carichi

2.1.3. Incremento dinamico (q2)

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

2.1.4. Azione longitudinale di frenamento (q3)

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n 1 ed è uguale a:

$$18 t \leq q_3 = 0.6 * (2Q_{1k}) + 0.10 * q_{1k} * w_1 * L \leq 90 t$$

con w_1 larghezza della corsia ed L lunghezza della zona caricata.

2.1.5. Azione del vento (q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transitori sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

2.1.6. Azione del sisma (q6)

Si rimanda al capitolo dedicato.

Dal momento che la risposta viene valutata mediante un'analisi dinamica lineare, la stessa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = 1 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

2.1.7. Resistenze passive dei vincoli (q7)

Sono dovute essenzialmente alle forze d'attrito esercitate dagli apparecchi d'appoggio in occasione dei movimenti dell'impalcato dovuti a fenomeni viscosi, di ritiro o termici, sia giornalieri che stagionali. A causa della tipologia di appoggio adottata si tratta di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato. Nel presente calcolo si assumerà un valore di ΔT equivalente complessivo dovuto a ritiro e temperatura pari a 32°.

Di seguito si riportano i dati sismici adoperati per l'analisi strutturale dell'opera in oggetto. Per il sito di riferimento è stato considerato il comune all'interno del quale ricade il ponte oggetto di studio.

SLV	a_g/g	0.372
	F_0	2.408
	T_c^*	0.359

PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA

Per l'analisi sismica delle sovrastrutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

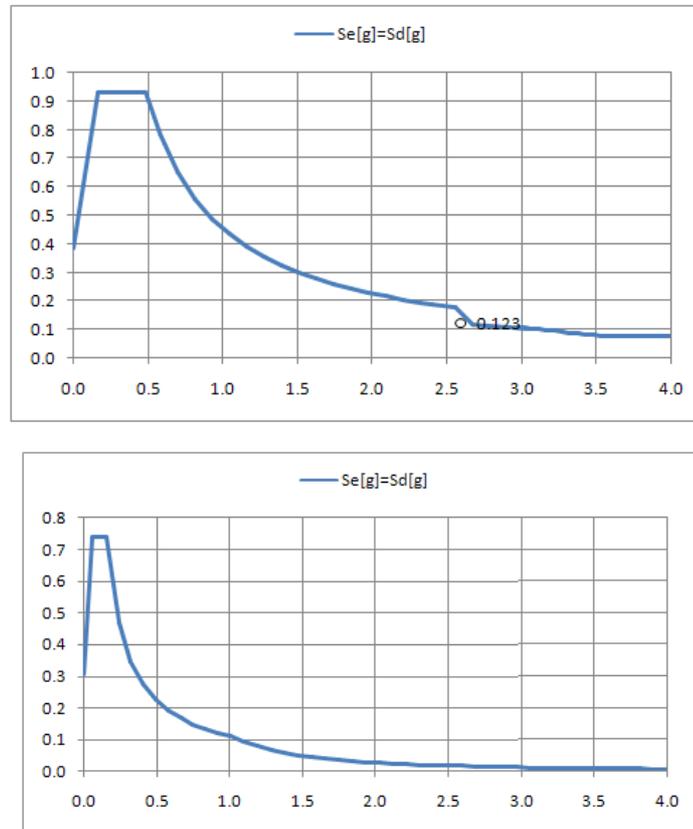


Figura 2.2: Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite:SLV

2.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU ed i coefficienti ψ adoperati per le definizioni delle combinazioni di carico.

COEFFICIENTI PARZIALI

COEFFICIENTI PARZIALI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

CARICHI	EQU	A1	A2	SISM
Permanenti (γ_{G1})	0.90	1.00	1.00	1.00
	1.10	1.35	1.00	1.00
Permanenti non strutturali (γ_{G2})	0.00	0.00	0.00	1.00
	1.50	1.50	1.30	1.00
Variabili (γ_{Qi})	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.50	1.30	0.00
Variabili da traffico	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.35	1.15	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER AZIONE ψ

CARICHI	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carichi mobili: tandem	0.7	0.75	0.00
	5		
Carichi mobili: UDL	0.4	0.40	0.00
	0		
Vento	0.6	0.20	0.00
	0		

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

PARAMETRO		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.00	1.25
Coazione efficace	c'_k	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	γ	1.00	1.00

INDIVIDUAZIONE DEI GRUPPI DI AZIONI

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

COEFFICIENTI PARZIALI PER GRUPPO DI AZIONI ψ			
GRUPPO	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1: tandem	0.75	0.75	0.00
1: UDL	0.40	0.40	0.00
2	0.00	0.00	0.00

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni si fa riferimento alle NTC08, in cui è indicata la seguente espressione, da adottare ai fini delle verifiche di resistenza:

$$\gamma_E \cdot E + G_k + P_k$$

Dove:

- γ_E coefficiente parziale pari a 1;
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_k carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_k valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute.

3. IL MODELLO DI CALCOLO

3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA

3.1.1. Azioni statiche

Le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la spinta statica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi trasmessi dall'impalcato
- le reazioni del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

3.1.2. Azioni sismiche

Le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio del terreno di riempimento
- la sovrappinta sismica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi sismici trasmessi dall'impalcato
- le reazioni sismiche del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA

3.2.1. Azioni statiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio
- la spinta attiva trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi trasmessi dall'impalcato

3.2.2. Azioni sismiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio
- la sovrappinta attiva sismica trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi sismici trasmessi dall'impalcato

3.3. SPINTA DEL TERRENO

Come spinta del terreno è stata considerata la spinta attiva, in considerazione dei modesti valori di spostamento in testa muro che sono sufficienti a mobilitarla.

Il coefficiente di spinta attiva viene ricavato dalla relazione di Coulomb, qui riportata nella formulazione di Mononobe-Okabe estesa al caso sismico.

$$\varepsilon \leq \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui risulta

- ϕ' angolo di attrito interno del terreno
- δ angolo di attrito muro - terreno
- ψ inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale
- $\theta = \tan^{-1} \left[k_h / (1 \pm k_v) \right]$, con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v coefficiente sismico verticale
- ε inclinazione sull'orizzontale del terreno

Il coefficiente di spinta così calcolato viene poi diviso nelle sue due componenti orizzontale e verticale

$$K_a^h = K_a \cdot \cos \delta \quad K_a^v = K_a \cdot \sin \delta$$

3.3.1. Spinta statica

In condizioni statiche nella relazione di Mononobe-Okabe si pone

$$k_h = k_v = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0$$

riducendosi così al valore del coefficiente di spinta attiva derivato dalla teoria di Coulomb.

La spinta attiva del terreno sul paramento risulta essere linearmente crescente con la profondità (diagramma triangolare) e pari a

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^v \cdot H^2$$

con γ_t peso specifico del terreno e H altezza del paramento. Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota $1/3 H$ dallo spiccatto del paramento.

La spinta attiva derivante da un carico uniformemente distribuito q a tergo del paramento risulta invece essere costante con la profondità (diagramma rettangolare) e pari a

$$S_a^h = q \cdot K_a^h \cdot H \quad S_a^v = q \cdot K_a^v \cdot H$$

Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota $1/2 H$ dallo spiccatto del paramento.

3.3.2. Sovrappinta sismica

La spinta attiva del terreno in condizioni sismiche si calcola a partire dalla relazione di Mononobe-Okabe, con coefficienti sismici

$$k_h, k_v \neq 0 \Rightarrow \theta \neq 0.$$

Per la spinta attiva sismica del terreno risulta allora

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^v \cdot H^2$$

La sovraspinta sismica si calcola poi come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e la corrispondente spinta in condizioni statiche

$$\Delta S_a^h = S_a^{h,sisma} - S_a^{h,statica} \quad \Delta S_a^v = S_a^{v,sisma} - S_a^{v,statica}$$

Tale sovraspinta risulta essere linearmente decrescente con la profondità (diagramma triangolare inverso), e risulta dunque applicata ad una quota $2/3 H$ dallo spiccato del paramento.

3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, quali le verifiche tensionali

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

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, quali le verifiche a fessurazione

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) che descrivono effetti a lungo termine, quali le verifiche tensionali e a fessurazione

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) connessi all'azione sismica E

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

I coefficienti parziali γ_F e i coefficienti ψ per le azioni variabili impiegati sono quelli riportati dal DM 2008 nel capitolo riguardante i ponti:

- Tabella 5.1.V: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU
- Tabella 5.1.VI: Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella Tabella 5.1.IV (Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico).

3.4.1. Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- **STR – stati ultimi strutturali:** stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo A1 per le azioni e di tipo M1 per il terreno
- **GEO – stati ultimi geotecnici:** stato limite di resistenza del terreno. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo A2 per le azioni e di tipo M2 per il terreno
- **EQU:** stato limite di equilibrio come corpo rigido. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali γ_F di tipo EQU per le azioni e di tipo M2 per il terreno

PC.3C.02 - Scarichi di Caonada - Scarico via Cal Trevigiana - (km 75+265.00) – (Km 75+245.00) – Relazione di calcolo spalle

Tabella dei coefficienti Ψ

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip.	Assi max	Car. rip.	Frenamento	Forza centrifuga	Vento imp.	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
3	1	1	1	1	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
4	1	1	1	1	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
5	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
6	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	Ψ_0	Ψ_0
7	1	1	1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	1	Ψ_0
8	1	1	1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0	0	0	0	1	Ψ_0
9	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
10	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
11	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
12	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
13	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
14	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	1	0	0	Ψ_0	Ψ_0
15	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
16	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
17	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
18	1	1	1	1	Ψ_1	Ψ_1	0	0	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
19	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
20	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
21	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
22	1	1	1	1	0	0	Ψ_1	Ψ_1	0	1	0	Ψ_0	Ψ_0
23	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
24	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	Ψ_0
25	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	Ψ_0
26	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	Ψ_0

Tabella dei coefficienti γ

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max	Car. rip.	Assi max	Car. rip.	Frenam- ento	Forza centrifuga	Vento imp.	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
2	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
3	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
4	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
5	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
6	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
7	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
8	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
9	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
10	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
11	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
12	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
13	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
14	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
15	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
16	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
17	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
18	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
19	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
20	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
21	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
22	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
23	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
24	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	γ_{sfav}
25	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{fav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}
26	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	γ_{sfav}	0	0	0	0	0	0	γ_{sfav}	0	γ_{sfav}

3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA

3.5.1. Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove N, M_l, M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

Le sollecitazioni in testa palo vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali del palo e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante verticale e orizzontale del terreno.

3.5.2. Calcolo delle pressioni di contatto terreno – platea di fondazione

Le pressioni di contatto fondazione – terreno vengono determinate per mezzo di un calcolo a pressoflessione deviata, a partire dalle caratteristiche di sollecitazione N, M_l, M_t agenti al baricentro della platea, considerando il terreno non reagente a trazione e ammettendo dunque la possibilità di parzializzazione della sezione di contatto.

Le pressioni di contatto vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali della platea di fondazione e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante del terreno.

3.5.3. Verifica a ribaltamento (diretta)

Le azioni agenti sulla spalla vengono tutte riportate al filo anteriore della platea di fondazione, separando i momenti longitudinali così ottenuti in momenti ribaltanti (segno negativo nel riferimento assunto) e momenti stabilizzanti (segno positivo nel riferimento assunto). Si individuano così un momento ribaltante totale M^{rib} e un momento stabilizzante totale M^{stab} .

La verifica a ribaltamento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{M^{stab}}{M^{rib}} \geq \eta$$

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

I momenti totali ribaltante e stabilizzante vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).

3.5.4. Verifica a scorrimento (diretta)

La forza orizzontale motrice applicata alla fondazione risulta pari a

PV_D_SR_AP_PC_3_C_002-001_0_002_R_A_0

$$F^{motrice} = \sqrt{H_l^2 + H_t^2}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro fondazione.

La forza orizzontale resistente applicata alla fondazione risulta invece pari a

$$F^{resistente} = N \cdot \tan \delta$$

dove δ è l'angolo di attrito terreno – platea di fondazione e N è lo sforzo normale agente all'intradosso fondazione.

La verifica a scorrimento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{F^{resistente}}{F^{motrice}} \geq \eta$$

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

Le forze resistenti e motrice vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).

3.5.5. Verifiche degli elementi strutturali della spalla

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU). Le caratteristiche di sollecitazione di verifica vengono calcolate utilizzando l'approccio STR (A1+M1)
- verifiche tensionali per le combinazioni rare e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni frequenti e quasi permanenti (SLE)

3.5.6. Pali

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T \cdot \frac{L_0}{2}$$

con L_0 lunghezza elastica del palo, funzione del modulo di Winkler del terreno K_w , della larghezza di influenza b del palo e dei moduli di elasticità e di inerzia del palo E_{palo} e J_{palo}

$$L_0 = \left[\frac{4E_{palo}J_{palo}}{K_w b} \right]^{1/4}$$

Le verifiche del palo vengono condotte nei riguardi delle condizioni di massimo momento flettente, con sforzo normale minimo e massimo associato, e di minimo sforzo normale, con momento flettente associato.

3.5.7. Unghia anteriore platea fondazione (pali)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale.

Per ciascun palo sollecitante l'unghia viene operata una diffusione a 45° del momento flettente $N \cdot e_{palo}$ su detta sezione di incastro. I singoli valori di momento flettente così ottenuti vengono poi cumulati sulle rispettive larghezze di

diffusione, ottenendo per sovrapposizione dei singoli contributi una distribuzione di momento flettente complessivo sulla sezione di verifica.

3.5.8. Unghia anteriore platea fondazione (diretta)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale in presenza di momento longitudinale ribaltante.

Nell'ipotesi che l'unghia anteriore sia interamente a contatto con il terreno, la distribuzione delle pressioni di contatto sotto l'unghia stessa viene approssimata per mezzo della somma di un carico uniforme q_u e un carico triangolare q_t (cioè che equivale a trascurare il contributo del momento trasversale).

Il momento flettente di verifica risulta allora essere pari a

$$M = \left[\frac{q_u}{2} + \frac{q_t}{3} \right] \cdot l^2$$

con l lunghezza dell'unghia.

Se viceversa si ha parzializzazione della superficie di contatto sotto l'unghia, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

3.5.9. Unghia posteriore platea fondazione (pali)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

In considerazione degli usuali spessori della platea di fondazione, del diametro dei pali e dell'interasse tra gli stessi, le aree di influenza sulla fibra media della platea dei pali adiacenti risultano praticamente sempre sovrapposte. E' dunque possibile considerare le reazioni dei pali interni all'unghia posteriore come un carico distribuito, anziché come una somma di carichi concentrati.

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme q_u dovuto agli effetti del solo sforzo normale N agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare q_t (massimo all'incastro con il muro frontale) dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale M_l . Risulta, con R_i reazione del palo i -esimo, n numero di pali della fondazione e n_{unghia} numero di pali all'interno dell'unghia posteriore

$$\bar{R} = \frac{1}{n_{platea}} \sum R_i \Rightarrow \bar{N}_{unghia} = \bar{R} \cdot n_{unghia}$$

$$N_{unghia} = \sum_{unghia} R_i \quad \Delta N_{unghia} = N_{unghia} - \bar{N}_{unghia}$$

$$\Delta N_{unghia} \leq 0 \Rightarrow q_u = -\frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$\Delta N_{unghia} > 0 \Rightarrow q_u = -\left[\frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} + 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \right] \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento stabilizzante}$$

Nel caso di una singola fila di pali sollecitanti l'unghia posteriore, per meglio descrivere gli effetti dell'eccentricità dei pali alla somma dei due detti carichi agenti sull'intera unghia posteriore si sostituisce un carico uniforme agente sulla sola fascia di influenza della fila di pali.

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

3.5.10. Unghia posteriore platea fondazione (diretta)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme q_u agente sull'intera unghia, dovuto agli effetti del solo sforzo normale N agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare q_t (massimo all'incastro con il muro frontale), eventualmente agente su una sola porzione dell'unghia nel caso di sezione parzializzata, dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale M_l . Risulta, con p_1 pressione di contatto all'incastro con il muro frontale, p_2 pressione di contatto sul bordo libero, y estensione - a partire dal muro frontale - della porzione di unghia a contatto con il terreno e b dimensione longitudinale dell'unghia

$$\begin{aligned} y = b &\Rightarrow q_u = -p_2 & q_t = -[p_1 - p_2] & \text{unghia non parzializzata} \\ y < b &\Rightarrow q_u = 0 & q_t = -p_1 & \text{unghia parzializzata} \end{aligned}$$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

Quanto esposto è valido nell'ipotesi che l'unghia posteriore sia, nella sezione di incastro con il muro frontale, a contatto con il terreno; se viceversa si ha parzializzazione in tale sezione, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

3.5.11. Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

3.5.12. Muro paragliaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paragliaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

3.5.13. Muro risolto

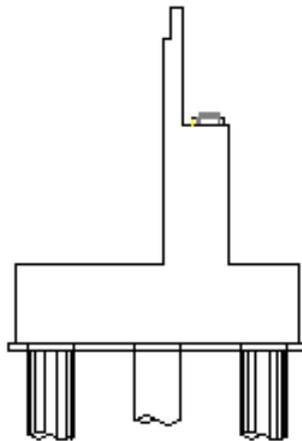
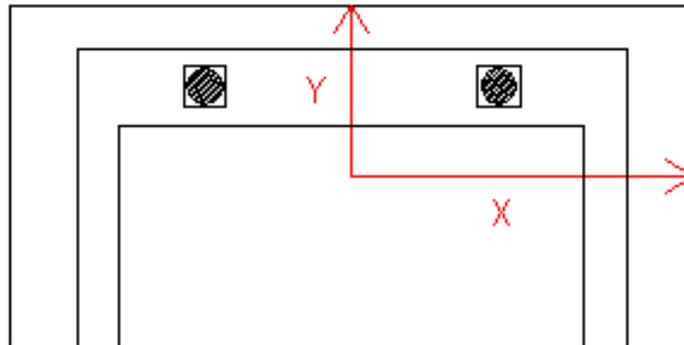
Il muro di risolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione).

Il carico agente sul muro di risolto viene riguardato come somma di un carico uniforme q_u e di un carico triangolare q_t (massimo allo spiccatto del muro), agenti sull'intera superficie del muro. Risulta infatti

- Spinta attiva statica terreno: $q_t = \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H_{muro}$
- Sovraccarico: $q_u = q_s \cdot K_a^h$
- Sovrappinta sismica terreno: $\Delta q_u = \gamma_t \cdot \left[(1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$
 $\Delta q_t = -\gamma_t \cdot \left[(1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$
- Inerzia peso proprio muro: $\Delta q_u = \gamma_{csl} \cdot s_{muro} \cdot k_h$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sul muro, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale e con la platea di fondazione si ottengono, in corrispondenza del rapporto $\hat{\gamma}$ cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto γ .

3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO



3.7. UNITÀ MISURA

Forze	kN
Tensioni	MPa

3.8. TERRENO

Peso specifico terreno $\gamma_t =$	19
Angolo di attrito interno $\phi =$	35
Angolo di attrito muro-terreno $\delta =$	23.3
Costante di Winkler	20000

3.9. GEOMETRIA IMPALCATO

Interasse appoggi	42	m
Interasse spalla - pila	42.9	m

3.10. GEOMETRIA SPALLA

3.10.1. Muro frontale

Spessore	1.9	m
Larghezza trasversale	8.2	m
Altezza	7.15	m
Distanza longitudinale bar. appoggi - paraghiaia	0.9	m
Distanza trasversale bar. appoggi - bar. muro	0	m

3.10.2. Muro paraghiaia

Spessore	0.5	m
Altezza	1.05	m

3.10.3. Muri risolto

Spessore in testa	0.5	m
Spessore allo spiccato	1	m
Lunghezza	4.1	m
Altezza	8.19	m
Muro risolto sx presente	Si	
Muro risolto dx presente	Si	

3.10.4. Platea di fondazione

Altezza zattera	1.5	m
Dimensione longitudinale	6.5	m
Dimensione trasversale	8.4	m
Lunghezza unghia anteriore	0.5	m

3.10.5. Palificata

Pali	x m	y m
1	3.2	2.25
2	0	2.25
3	-3.2	2.25
4	1.6	0
5	-1.6	0
6	3.2	-2.25
7	0	-2.25
8	-3.2	-2.25

3.10.6. Permanenti

N impalcato su appoggi	3480
M_t impalcato su appoggi	0

3.10.7. Carichi mobili

n° colonne carico max N	0
n° colonne carico max M_t	0
Larghezza carreggiata	0 m
Eccentricità baric. carreggiata - baric. appoggi	0 m

3.10.8. Forza centrifuga

Forza centrifuga H_t	0
------------------------	---

3.10.9. Frenamento

Frenamento presente	No
Lunghezza complessiva campate collegate	0 m

3.10.10. Resistenza parassita dei vincoli – isolatori elastomerici

Rigidezza orizzontale dell'isolatore k	930	
Distanza appoggi da asse simmetria long. viadotto d	21	m
Coeff. dilatazione termica cls α	1E-05	
Variazione termica impalcato ΔT	25	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. ritiro ΔT_r	15	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. viscosità ΔT_v	0	variazione uniforme
n° appoggi sul pulvino	2	

3.11. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA

3.11.1. Vento

Zona	1	
Altitudine	90	m
Periodo di ritorno T_R	500	anni
Coeff. topografia c_t	1	
Coeff. forma c_p	1	
Coeff. dinamico c_d	1	
Categoria esposizione sito	2	
Coeff. pressione esterna superfici sopravento	1.4	
Coeff. pressione esterna superfici sottovento	0.4	
Altezza esposta al vento impalcato scarico	2.4	m
Altezza esposta al vento impalcato carico	2.4	m

3.11.2. Sovraccarico accidentale sul terreno

Q_s 0

3.11.3. Terreno di riempimento

Terreno spingente True

3.12. AZIONI SISMICHE IMPALCATO

3.12.1. Analisi modale

Spettro elastico

	N	H₁	H_t	M₁	M_t
sisma x	0	470	0	0	0
sisma y	0	0	1975	0	2567
sisma z	330	0	0	0	0

3.12.2. Azioni sismiche terreno

a_g/g	0.3720
F_0	2.4080
T_c^*	0.3590
Coeff. amplificazione topografica S_t	1
Categoria suolo di fondazione	B
Spostamenti relativi spalla terreno ammessi	Si

3.13. COEFFICIENTI SISMICI

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.120
Coefficiente sismico verticale	k_v	0.060

3.14. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA

		0.224	STR
		0.290	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_z^h	0.290	EQU
		0.097	STR
		0.100	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	K_z^v	0.100	EQU

3.15. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE

3.15.1. Sisma orizzontale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h \neq 0 \quad k_v = 0$$

		0.294	STR
		0.371	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_z^h	0.371	EQU
		0.127	STR
		0.128	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	K_z^v	0.128	EQU

3.15.2. Sisma verticale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h = 0 \quad k_v \neq 0$$

		0.224	STR
		0.290	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	K_z^h	0.290	EQU
		0.097	STR
		0.100	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	K_z^v	0.100	EQU

3.16. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO

3.16.1. Baricentro zattera

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
	Peso impalcato	3480.00	0.00	0.00	-7830.00	0.00
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max N	assi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	ripartito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max M _t	assi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	ripartito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vento impalcato scarico	0.00	0.00	145.41	0.00	1417.76
	Vento impalcato carico	0.00	0.00	145.41	0.00	1417.76
	Frenamento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Attrito vincoli	0.00	15.62	0.00	-133.59	0.00

3.16.2. Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
	Peso impalcato	3480.00	0.00	0.00	-1566.00	0.00
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max N	assi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	ripartito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max M _t	assi	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	ripartito	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza centrifuga	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Vento impalcato scarico	0.00	0.00	145.41	0.00	1199.64
	Vento impalcato carico	0.00	0.00	145.41	0.00	1199.64
	Frenamento	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Attrito vincoli	0.00	15.62	0.00	-110.15	0.00

3.17. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO

3.17.1. Baricentro zattera

N	H_l	H_t	M_l	M_t
6144.94	0.00	0.00	-3643.88	0.00

3.17.2. Baricentro spiccato muro frontale

N	H_l	H_t	M_l	M_t
2853.60	0.00	0.00	75.34	0.00

3.17.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

N	H _l	H _t	M _l	M _t
13.13	0.00	0.00	0.00	0.00

3.17.4. Baricentro spiccato muro risolto

N	H _l	H _t	M _l	M _t
621.92	0.00	0.00	0.00	0.00

3.18. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO

3.18.1. Baricentro zattera

		N	H _l	H _t	M _l	M _t
SLU strutturale	terreno	5064.82	1650.90	0.00	2252.44	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU geotecnica	terreno	5064.82	1650.90	0.00	2252.44	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU equilibrio	terreno	5087.74	2130.16	0.00	793.31	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE	terreno	5064.82	1650.90	0.00	2252.44	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.18.2. Baricentro spiccato muro frontale

		N	H _l	H _t	M _l	M _t
SLU strutturale	terreno	494.11	1147.31	0.00	-2628.34	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU geotecnica	terreno	510.04	1480.38	0.00	-3512.49	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU equilibrio	terreno	510.04	1480.38	0.00	-3512.49	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE	terreno	494.11	1147.31	0.00	-2628.34	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.18.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H _l	H _t	M _l	M _t
SLU strutturale	terreno	1.01	2.35	0.00	-0.57	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU geotecnica	terreno	1.05	3.03	0.00	-0.80	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU equilibrio	terreno	1.05	3.03	0.00	-0.80	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE	terreno	1.01	2.35	0.00	-0.57	0.00
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.18.4. Baricentro spiccato muro risolto

		N	H_i	H_t	M_i	M_t
SLU strutturale	terreno	272.52	0.00	632.79	0.00	1842.68
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU geotecnica	terreno	276.06	0.00	801.27	0.00	2298.78
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU equilibrio	terreno	276.06	0.00	801.27	0.00	2298.78
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE	terreno	272.52	0.00	632.79	0.00	1842.68
	sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

3.19. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO

3.19.1. Baricentro zattera

	N	H_i	H_t	M_i	M_t
Sisma X	0.00	470.00	0.00	-4018.50	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	1975.00	0.00	19453.25
Sisma Z	330.00	0.00	0.00	-742.50	0.00

3.19.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_i	H_t	M_i	M_t
Sisma X	0.00	470.00	0.00	-3313.50	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	1975.00	0.00	16490.75
Sisma Z	330.00	0.00	0.00	16.50	0.00

3.20. AZIONI SISMA PESO PROPRIO

3.20.1. Baricentro zattera

	N	H_i	H_t	M_i	M_t
Sisma X	0.00	0.00	2381.22	0.00	8993.27
Sisma Y	0.00	2381.22	0.00	-8993.27	0.00
Sisma Z+	1190.61	0.00	0.00	-691.42	0.00
Sisma Z-	-1190.61	0.00	0.00	691.42	0.00

3.20.2. Baricentro spiccato muro frontale

	N	H_i	H_t	M_i	M_t
Sisma X	0.00	0.00	1105.79	0.00	4066.83
Sisma Y	0.00	1105.79	0.00	-4066.83	0.00
Sisma Z+	552.90	0.00	0.00	14.60	0.00
Sisma Z-	-552.90	0.00	0.00	-14.60	0.00

3.20.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	5.09	0.00	2.67
Sisma Y	0.00	5.09	0.00	-2.67	0.00
Sisma Z+	2.54	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-2.54	0.00	0.00	0.00	0.00

3.20.4. Baricentro spiccato muro risolto

	N	H_l	H_t	M_l	M_t
Sisma X	0.00	0.00	241.00	0.00	974.84
Sisma Y	0.00	241.00	0.00	-974.84	0.00
Sisma Z+	120.50	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-120.50	0.00	0.00	0.00	0.00

3.21. AZIONI SISMA MODALE TERRENO

3.21.1. Baricentro zattera

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	Sisma X	0.00	0.00	1687.15	0.00	9363.67
	Sisma Y	276.81	2329.90	0.00	-11549.22	0.00
	Sisma Z+	886.28	99.16	0.00	675.11	0.00
	Sisma Z-	-886.28	-99.16	0.00	-675.11	0.00
SLU geotecnica	Sisma X	0.00	0.00	1687.15	0.00	9363.67
	Sisma Y	276.81	2329.90	0.00	-11549.22	0.00
	Sisma Z+	886.28	99.16	0.00	675.11	0.00
	Sisma Z-	-886.28	-99.16	0.00	-675.11	0.00

3.21.2. Baricentro spiccato muro frontale

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	Sisma Y	153.48	356.37	0.00	-1297.49	0.00
	Sisma Z+	29.68	68.91	0.00	-250.90	0.00
	Sisma Z-	29.68	-68.91	0.00	307.29	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y	142.56	413.78	0.00	-1540.37	0.00
	Sisma Z+	30.64	88.92	0.00	-331.01	0.00
	Sisma Z-	30.64	-88.92	0.00	389.22	0.00

3.21.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H_l	H_t	M_l	M_t
SLU strutturale	Sisma Y Z+	0.37	0.87	0.00	-0.36	0.00
	Sisma Y Z-	-0.26	0.60	0.00	-0.38	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y Z+	0.35	1.02	0.00	-0.45	0.00
	Sisma Y Z-	-0.23	0.67	0.00	-0.41	0.00

3.21.4. Baricentro spiccato muro risolto

		N	H _l	H _t	M _l	M _t
	Sisma X Z+	95.57	0.00	221.90	0.00	945.38
SLU strutturale	Sisma X Z-	-64.25	0.00	149.19	-635.58	0.00
	Sisma X Z+	89.07	0.00	258.51	0.00	1090.20
SLU geotecnica	Sisma X Z-	-57.28	0.00	166.26	-701.15	0.00

3.22. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PALIFICATA

Esercizio - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
2	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
3	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
4	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
5	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
6	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
7	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
8	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
9	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
10	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
11	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
12	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
13	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
14	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
15	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
16	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
17	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
18	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
19	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
20	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
21	14689.76	1669.65	130.87	-9381.74	1275.98
22	19831.17	2247.46	130.87	-12609.24	1275.98
23	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
24	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63
25	14689.76	1669.65	218.12	-9381.74	2126.63
26	19831.17	2247.46	218.12	-12609.24	2126.63

Sisma - A1+M1					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	15494.87	3563.98	4660.86	-19630.32	24192.91
2	14050.73	3504.48	4660.86	-19175.04	24192.91
3	15688.63	6532.76	3195.51	-31197.12	24960.33
4	14244.50	6473.26	3195.51	-30741.83	24960.33
5	17179.69	3304.39	1813.01	-17348.54	11343.06
6	12365.91	3106.07	1813.01	-15830.93	11343.06

Esercizio – A2+M1					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
2	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
3	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
4	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
5	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
6	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
7	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
8	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
9	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
10	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
11	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
12	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
13	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
14	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
15	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
16	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
17	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
18	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
19	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
20	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
21	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
22	14689.76	1666.52	113.42	-9355.02	1105.85
23	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
24	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
25	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08
26	14689.76	1666.52	189.03	-9355.02	1843.08

Sisma – A2+M1					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	15494.87	3563.98	4660.86	-19630.32	24192.91
2	14050.73	3504.48	4660.86	-19175.04	24192.91
3	15688.63	6532.76	3195.51	-31197.12	24960.33
4	14244.50	6473.26	3195.51	-30741.83	24960.33
5	17179.69	3304.39	1813.01	-17348.54	11343.06
6	12365.91	3106.07	1813.01	-15830.93	11343.06

3.23. SOLLECITAZIONI SLU SUI PALI DI FONDAZIONE

Esercizio - A1+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	2619.77	1052.67	209.35
2	3501.52	1456.27	281.41
3	2678.85	993.59	210.48
4	3560.60	1397.20	282.25
5	2619.77	1052.67	209.35
6	3501.52	1456.27	281.41
7	2678.85	993.59	210.48
8	3560.60	1397.20	282.25
9	2619.77	1052.67	209.35
10	3501.52	1456.27	281.41
11	2678.85	993.59	210.48
12	3560.60	1397.20	282.25
13	2619.77	1052.67	209.35
14	3501.52	1456.27	281.41
15	2678.85	993.59	210.48
16	3560.60	1397.20	282.25
17	2619.77	1052.67	209.35
18	3501.52	1456.27	281.41
19	2678.85	993.59	210.48
20	3560.60	1397.20	282.25
21	2619.77	1052.67	209.35
22	3501.52	1456.27	281.41
23	2678.85	993.59	210.48
24	3560.60	1397.20	282.25
25	2678.85	993.59	210.48
26	3560.60	1397.20	282.25

Sisma - A1+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	5071.02	-1197.30	733.42
2	4856.78	-1344.10	728.92
3	6005.33	-2083.17	909.05
4	5791.09	-2229.97	902.38
5	4220.25	74.67	471.14
6	3506.11	-414.63	449.56

Sintesi		
	Esercizio A1+M1	Sisma A1+M1
N_{max}	3560.60	6005.33
N_{min}	993.59	-2229.97
V_{max}	282.25	909.05

Esercizio – A2+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	2605.98	1066.46	208.80
2	2605.98	1066.46	208.80
3	2657.18	1015.26	209.65
4	2657.18	1015.26	209.65
5	2605.98	1066.46	208.80
6	2605.98	1066.46	208.80
7	2657.18	1015.26	209.65
8	2657.18	1015.26	209.65
9	2605.98	1066.46	208.80
10	2605.98	1066.46	208.80
11	2657.18	1015.26	209.65
12	2657.18	1015.26	209.65
13	2605.98	1066.46	208.80
14	2605.98	1066.46	208.80
15	2657.18	1015.26	209.65
16	2657.18	1015.26	209.65
17	2605.98	1066.46	208.80
18	2605.98	1066.46	208.80
19	2657.18	1015.26	209.65
20	2657.18	1015.26	209.65
21	2605.98	1066.46	208.80
22	2605.98	1066.46	208.80
23	2657.18	1015.26	209.65
24	2657.18	1015.26	209.65
25	2657.18	1015.26	209.65
26	2657.18	1015.26	209.65

Sisma – A2+M1			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	5071.02	-1197.30	733.42
2	4856.78	-1344.10	728.92
3	6005.33	-2083.17	909.05
4	5791.09	-2229.97	902.38
5	4220.25	74.67	471.14
6	3506.11	-414.63	449.56

Sintesi		
	Esercizio A2+M1	Sisma A2+M1
N_{max}	2657.18	6005.33
N_{min}	1015.26	-2229.97
V_{max}	209.65	909.05

3.24. VERIFICA SLU PALO

3.24.1. Pressoflessione

Lunghezza elastica palo L_0 **3.79** m

Condizione M_{max}

	Esercizio	Sisma
V_{max}	282.25	909.05
M_{max}	534.54	1721.60
$N_{max}(M_{max})$	3560.60	6005.33
$N_{min}(M_{max})$	1397.20	-2083.17

Condizione N_{min}

	Esercizio	Sisma
$V_{max}(N_{min})$	210.48	902.38
$M_{max}(N_{min})$	398.61	1708.96
N_{min}	993.59	-2229.97

Diametro barre 26 mm

n° barre 36

Copriferro 7.5 cm

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	$N_{max}(M_{max})$	3560.60	534.54	3122.34	5.84
	$N_{min}(M_{max})$	1397.20	534.54	2838.94	5.31
	N_{min}	993.59	398.61	2780.13	6.97
Sisma	$N_{max}(M_{max})$	6005.33	1721.60	3173.23	1.84
	$N_{min}(M_{max})$	-2083.17	1721.60	2052.72	1.19
	N_{min}	-2229.97	1708.96	2012.60	1.18

3.24.2. Taglio

Diametro staffe 16 mm

Numero braccia staffe 2

Passo staffe 8 cm

		N	V	$V_{Rd \text{ no staffe}}$	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
Esercizio	V_{max}	1397.20	282.25	352.77	2863.33	1466.40	5.20
	N_{min}	993.59	210.48	307.89	2863.33	1419.97	6.75
Sisma	V_{max}	-2083.17	909.05	0.00	1145.33	1893.20	1.26
	N_{min}	-2229.97	902.38	0.00	1145.33	1893.20	1.27

3.25. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	5	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	5	cm

Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	5	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	5	cm

3.25.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	Traz.	Traz. U	C.s. η	Meccanismo resistente
Esercizio	0.00	0.00	1038.77	+Infinito	Biella - catena
Sisma	0.00	0.00	1038.77	+Infinito	Biella - catena

3.25.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm
Diametro ferri piegati	0	mm
Passo ferri piegati	0	cm
Inclinazione ferri	0	°

	N	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Red}	C.s. η
Esercizio	0.0	1 272.8				0.00
Sisma	0.0	1 273.8				0.00

3.26. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

3.26.1. Pressoflessione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	16	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	20	cm

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	143.62	1458.32	10.15
	M_{min}	0.00	106.62	1458.32	13.68
Sisma	M_{max}	0.00	240.37	1458.32	6.07
	M_{min}	0.00	96.78	1458.32	15.07

3.26.2. Pressoflessione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	122.82	1243.19	10.12
	M_{min}	0.00	27.14	1243.19	45.81
Sisma	M_{max}	0.00	190.85	1243.19	6.51
	M_{min}	0.00	26.27	1243.19	47.33

3.26.3. Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	11.66	1458.32	125.05
	M_{min}	0.00	-31.43	1458.32	46.39
Sisma	M_{max}	0.00	17.66	1458.32	82.57
	M_{min}	0.00	-54.68	1458.32	26.67

3.26.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	M_{max}	0.00	-5.18	1243.19	240.23
	M_{min}	0.00	-55.18	1243.19	22.53
Sisma	M_{max}	0.00	-5.30	1243.19	234.67
	M_{min}	0.00	-85.25	1243.19	14.58

3.27. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PALIFICATA

Combinazioni rare					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
2	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
3	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
4	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
5	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
6	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
7	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
8	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
9	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
10	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
11	14689.76	1666.52	87.25	-9355.02	850.65
12	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76
13	14689.76	1666.52	145.41	-9355.02	1417.76

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00

3.28. SOLLECITAZIONI SLE TENSIONALI SUI PALI DI FONDAZIONE

Combinazioni rare			
COMB.	N _{max}	N _{min}	V _{max}
1	2588.26	1084.18	208.60
2	2627.64	1044.80	209.11
3	2588.26	1084.18	208.60
4	2627.64	1044.80	209.11
5	2588.26	1084.18	208.60
6	2627.64	1044.80	209.11
7	2588.26	1084.18	208.60
8	2627.64	1044.80	209.11
9	2588.26	1084.18	208.60
10	2627.64	1044.80	209.11
11	2588.26	1084.18	208.60
12	2627.64	1044.80	209.11
13	2627.64	1044.80	209.11

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	N _{max}	N _{min}	V _{max}
1	2529.18	1143.26	208.32

	Sintesi	
	Rare	Q. perm.
N_{max}	2627.64	2529.18
N_{min}	1044.80	1143.26
V_{max}	209.11	208.32

3.29. VERIFICA SLE TENSIONALE PALO

Tensione ammissibile cls	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.29.1. Pressoflessione

	Condizione M_{max}	
	Rare	Q. perm.
V_{max}	209.11	208.32
M_{max}	396.01	394.51
$N_{max}(M_{max})$	2627.64	2529.18
$N_{min}(M_{max})$	1044.80	1143.26

	Condizione N_{min}	
	Rare	Q. perm.
$V_{max}(N_{min})$	209.11	208.32
$M_{max}(N_{min})$	396.01	394.51
N_{min}	1044.80	1143.26

Diametro barre 26 mm
 n° barre 36
 Copriferro 7.5 cm

		N	M
Comb. rare	$N_{max}(M_{max})$	2627.64	396.01
	$N_{min}(M_{max})$	1044.80	396.01
	N_{min}	1044.80	396.01
Comb. q. perm.	$N_{max}(M_{max})$	2529.18	394.51
	$N_{min}(M_{max})$	1143.26	394.51
	N_{min}	1143.26	394.51

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
5.47	0.00	1.00	2.73
4.09	0.00	32.71	3.66
4.09	0.00	32.71	3.66
5.35	0.00	0.17	2.09
4.12	0.00	28.90	2.72
4.12	0.00	28.90	2.72

3.30. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

Tensione ammissibile cls	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	5	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	5	cm

Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	5	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	5	cm

3.31. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

Tensione ammissibile cls	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.31.1. Pressoflessione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	16	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	20	cm

		Cls		Acciaio		C.s. min η	
		σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}			
Comb. rare	M_{max}	0.00	106.47	0.44	0.00	29.25	12.31
	M_{min}	0.00	106.47	0.44	0.00	29.25	12.31
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	106.47	0.44	0.00	29.25	12.31
	M_{min}	0.00	106.47	0.44	0.00	29.25	12.31

3.31.2. Pressoflessione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M
Comb. rare	M_{max}	0.00	91.04
	M_{min}	0.00	27.09
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	91.04
	M_{min}	0.00	27.09

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.42	0.00	29.37	12.26
0.13	0.00	8.74	41.18
0.42	0.00	29.37	12.26
0.13	0.00	8.74	41.18

3.31.3. Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
Comb. rare	M_{max}	0.00	8.63
	M_{min}	0.00	-23.31
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	8.63
	M_{min}	0.00	-23.31

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.04	0.00	2.38	151.23
0.10	0.00	6.43	56.03
0.04	0.00	2.38	151.23
0.10	0.00	6.43	56.03

3.31.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M
Comb. rare	M_{max}	0.00	-5.17
	M_{min}	0.00	-40.90
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	-5.17
	M_{min}	0.00	-40.90

Cls		Acciaio	
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	C.s. min η
0.02	0.00	1.67	215.96
0.19	0.00	13.20	27.28
0.02	0.00	1.67	215.96
0.19	0.00	13.20	27.28

3.32. COMBINAZIONI SLE FESSURAZIONE AL BARICENTRO PALIFICATA

Combinazioni frequenti					
COMB.	N	H _l	H _t	M _l	M _t
1	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
2	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
3	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
4	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
5	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
6	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00
7	14689.76	1666.52	29.08	-9355.02	283.55

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H_l	H_t	M_l	M_t
1	14689.76	1666.52	0.00	-9355.02	0.00

3.33. SOLLECITAZIONI SLE FESSURAZIONE SUI PALI DI FONDAZIONE

Combinazioni frequenti			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	2529.18	1143.26	208.32
2	2529.18	1143.26	208.32
3	2529.18	1143.26	208.32
4	2529.18	1143.26	208.32
5	2529.18	1143.26	208.32
6	2529.18	1143.26	208.32
7	2548.88	1123.56	208.35

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	N_{max}	N_{min}	V_{max}
1	2529.18	1143.26	208.32

Sintesi		
	Frequenti	Q. perm.
N_{max}	2548.88	2529.18
N_{min}	1123.56	1143.26
V_{max}	208.35	208.32

3.34. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PALO

3.34.1. Fessurazione

Condizione M_{max}		
	Frequenti	Q. perm.
V_{max}	208.35	208.32
M_{max}	394.57	394.51
N_{min}(M_{max})	1123.56	1143.26

Condizione N_{min}		
	Frequenti	Q. perm.
V_{max}(N_{min})	208.35	208.32
M_{max}(N_{min})	394.57	394.51
N_{min}	1123.56	1143.26

Diametro barre 26 mm
 n° barre 36
 Copriferro 7.5 cm

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	1123.56	394.57
	N_{min}	1123.56	394.57
Comb. q. perm.	M_{max}	1143.26	394.51
	N_{min}	1143.26	394.51

w_d	w_{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore 26 mm
 Passo armatura inferiore 20 cm
 Copriferro armatura inferiore 5 cm
 Diametro barre armatura superiore 26 mm
 Passo armatura superiore 20 cm
 Copriferro armatura superiore 5 cm

Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore 24 mm
 Passo armatura inferiore 20 cm
 Copriferro armatura inferiore 5 cm
 Diametro barre armatura superiore 24 mm
 Passo armatura superiore 20 cm
 Copriferro armatura superiore 5 cm

3.35.1. Fessurazione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva 0 mm
 Passo armatura inferiore aggiuntiva 0 cm

		N	M
Comb. frequenti		0.00	0.00
Comb. q. perm.		0.00	0.00

w_d	w_{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.36. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

3.36.1. Fessurazione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	16	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	20	cm

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	106.47
	M_{min}	0.00	106.47
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	106.47
	M_{min}	0.00	106.47

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.36.2. Fessurazione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	91.04
	M_{min}	0.00	27.09
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	91.04
	M_{min}	0.00	27.09

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.36.3. Fessurazione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	8.63
	M_{min}	0.00	-23.31
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	8.63
	M_{min}	0.00	-23.31

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.36.4. Fessurazione centro piastra ferri trasversali

		N	M
Comb. frequenti	M_{max}	0.00	-5.17
	M_{min}	0.00	-40.90
Comb. q. perm.	M_{max}	0.00	-5.17
	M_{min}	0.00	-40.90

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.37. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE

3.37.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Esercizio			M _u	C.s. η
COMB.	N	M _l		
1	832.65	-518.44	2335.26	4.50
2	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
3	832.65	-518.44	2335.26	4.50
4	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
5	832.65	-518.44	2335.26	4.50
6	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
7	832.65	-518.44	2335.26	4.50
8	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
9	832.65	-518.44	2335.26	4.50
10	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
11	832.65	-518.44	2335.26	4.50
12	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
13	832.65	-518.44	2335.26	4.50
14	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
15	832.65	-518.44	2335.26	4.50
16	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
17	832.65	-518.44	2335.26	4.50
18	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
19	832.65	-518.44	2335.26	4.50
20	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
21	832.65	-518.44	2335.26	4.50
22	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
23	832.65	-518.44	2335.26	4.50
24	1124.07	-694.25	2584.35	3.72
25	832.65	-518.44	2335.26	4.50
26	1124.07	-694.25	2584.35	3.72

Sisma			M _u	C.s. η
COMB.	N	M _l		
1	871.65	-1224.44	2368.82	1.93
2	807.05	-1150.76	2313.19	2.01
3	884.75	-1339.33	2380.09	1.78
4	820.15	-1265.65	2324.49	1.84
5	949.55	-964.96	2435.67	2.52
6	734.21	-719.35	2250.22	3.13

3.37.2. Taglio

Diametro staffe 0 mm
 Numero braccia staffe 0
 Passo staffe 0 cm

Esercizio			V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
COMB.	N	V				
1	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
2	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
3	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
4	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
5	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
6	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
7	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
8	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
9	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
10	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
11	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
12	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
13	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
14	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
15	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
16	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
17	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
18	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
19	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
20	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
21	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
22	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
23	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
24	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52
25	832.65	142.20	631.32	0.00	0.00	4.44
26	1124.07	191.17	673.89	0.00	0.00	3.52

Sisma			V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
COMB.	N	V				
1	871.65	253.25	637.02	0.00	0.00	2.52
2	807.05	248.21	627.58	0.00	0.00	2.53
3	884.75	337.95	638.93	0.00	0.00	1.89
4	820.15	332.90	629.50	0.00	0.00	1.89
5	949.55	219.01	648.40	0.00	0.00	2.96
6	734.21	202.20	616.95	0.00	0.00	3.05

3.38. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA

3.38.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Esercizio		
COMB.	N	M _I
1	88.22	-74.00
2	93.17	-74.20

M _u	C.s. η
188.45	2.55
189.44	2.55

Sisma		
COMB.	N	M _I
1	15.27	-3.60
2	13.12	-3.62

M _u	C.s. η
173.85	48.28
173.42	47.95

3.38.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

Esercizio		
COMB.	N	V
1	10.76	10.34
2	11.36	10.45

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
186.50	0.00	0.00	18.03
186.58	0.00	0.00	17.86

Sisma		
COMB.	N	V
1	1.86	1.01
2	1.60	0.98

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	C.s. η
185.30	0.00	0.00	183.00
185.26	0.00	0.00	189.11

3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO FRONTALE

Tensione ammissibile cls	comb. rare	17.43
	comb. q. perm.	13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.39.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Comb. rare		
COMB.	N	M _I
1	832.65	-515.75
2	832.65	-515.75
3	832.65	-515.75
4	832.65	-515.75
5	832.65	-515.75
6	832.65	-515.75
7	832.65	-515.75
8	832.65	-515.75
9	832.65	-515.75
10	832.65	-515.75
11	832.65	-515.75
12	832.65	-515.75
13	832.65	-515.75

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ _{max}	σ _{min}	σ _{max}	
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36
1.41	0.00	12.14	12.36

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	832.65	-515.75

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ _{max}	σ _{min}	σ _{max}	
1.41	0.00	12.14	12.36

3.40. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA

comb. rare 17.43
comb. q. perm. 13.07

Tensione ammissibile cls

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.40.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra 16 mm
Passo armatura controterra 20 cm
Copriferro armatura controterra 5 cm
Diametro barre armatura fuori terra 12 mm
Passo armatura fuori terra 20 cm
Copriferro armatura fuori terra 5 cm

Comb. rare		
COMB.	N	M _I
1	87.31	-73.09

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
3.34	0.00	133.70	2.69

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	14.14	-0.57

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	
0.04	0.01	0.26	430.75

3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE

3.41.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra 24 mm
Passo armatura controterra 20 cm
Copriferro armatura controterra 5 cm
Diametro barre armatura fuori terra 20 mm
Passo armatura fuori terra 20 cm
Copriferro armatura fuori terra 5 cm

Comb. frequenti		
COMB.	N	M _I
1	832.65	-515.75
2	832.65	-515.75
3	832.65	-515.75
4	832.65	-515.75
5	832.65	-515.75
6	832.65	-515.75
7	832.65	-515.75

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì
0.00	w ₃ =	0.40	Sì

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	832.65	-515.75

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w2 =	0.30	Sì

3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA

3.42.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	16	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	12	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Comb. frequenti		
COMB.	N	M _I
1	69.02	-54.96

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M _I
1	14.14	-0.57

w _d	w _{d,lim}		Verificato
0.00	w2 =	0.30	Sì

3.43. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

3.43.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Esercizio	151.69	187.37
	160.50	233.13
Sisma	142.87	213.16

M _u	C.s. η
631.49	3.37
635.58	2.73
627.39	2.94

3.43.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

	N	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	C.s. η
Esercizio	151.69	202.10	352.52	0.00	0.00	1.74
	160.50	245.07	353.78	0.00	0.00	1.44
Sisma	142.87	226.31	351.27	0.00	0.00	1.55

3.44. VERIFICA SLU MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

3.44.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M	M_u	C.s. η
Esercizio	0	114.37	378.70	3.31
	0	164.75	378.70	2.30
Sisma	0	142.76	378.70	2.65

3.45. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

	comb. rare	17.43
Tensione ammissibile cls	comb. q. perm.	13.07
Tensione ammissibile acciaio		360.00

3.45.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Cls	Acciaio
-----	---------

	N	M
Comb. rare	621.92	138.80
Comb. q. perm	621.92	138.80

σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	C.s. min η
1.36	0.00	1.84	12.80
1.36	0.00	1.84	12.80

3.46. VERIFICA SLE TENSIONALI MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

Tensione ammissibile cls	comb. rare	17.43
	comb. q. perm.	13.07

Tensione ammissibile acciaio 360.00

3.46.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. rare	0	84.72
Comb. q. perm	0	84.72

Cls		Acciaio	
σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	C.s. min η
1.71	0.00	89.66	4.02
1.71	0.00	89.66	4.02

3.47. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON ZATTERA

3.47.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	621.92	138.80
Comb. q. perm.	621.92	138.80

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.48. VERIFICA SLE FESSURAZIONE MURO RISVOLTO – INCASTRO CON MURO FRONTALE

3.48.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

	N	M
Comb. frequenti	0	84.72
Comb. q. perm.	0	84.72

w_d	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

3.49. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI

La verifica è condotta con lo schema di biella compressa – tirante, considerando la massima azione tagliante dovuta al sisma longitudinale e pari a 234 KN.

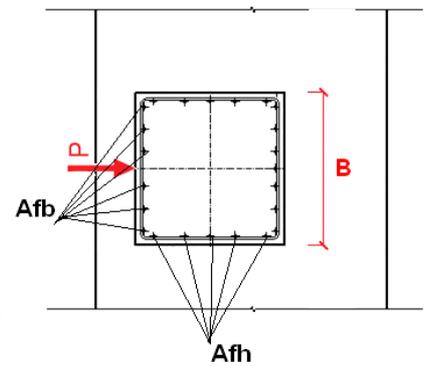
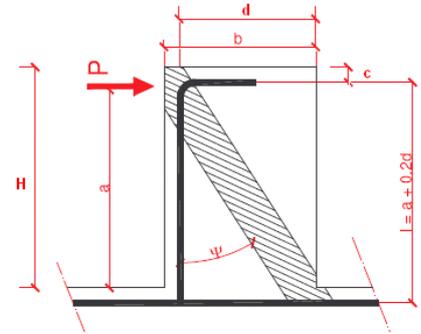
VERIFICA STRUTTURALE DEI BAGGIOLI

CALCESTRUZZO BAGGIOLO

Classe di resistenza	C	C32/40
Resistenza cubica a compressione	Rck	40 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.8 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.45 MPa
Modulo di elasticità	E_c	33 643 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ_c	1.50

ACCIAIO

		Acciaio B 450 C
Resistenza caratteristica di rottura acciaio	f_{tk}	540 MPa
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f_{yk}	450 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f_{yd}	391 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1.15
Modulo elastico caratteristico acciaio	E_s	206 000 MPa



ARMATURA VERTICALE			
	ϕ mm	n	Area mm ²
A_{fb}	16	6	1 206
A_{fh}			-

DATI DI INPUT			
N_{Ed}	2582	KN	Azione verticale max di compressione agente
P_{Ed}	234	KN	Azione orizzontale massima agente
H	0.30	m	Altezza baggiolo
b	0.80	m	Lunghezza lato 1 baggiolo
B	0.80	m	Lunghezza lato 2 baggiolo
c	0.04	m	Copriferro
d	0.76	m	
a	0.3	m	
l	0.45	m	
λ	0.66		$\lambda = ctg \psi \leq l / (0.9d)$
N_c	280	KN	Azione nella biella compressa
N_t	89	KN	Azione nel tirante

VERIFICA TIRANTE-PUNTOLE			
$P_{c,Rd}$ (kN)	3185	VERIFICATO	Resistenza del puntone di calcestruzzo $P_R = P_{Rc} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda}$
$P_{t,Rd}$ (kN)	714	VERIFICATO	Resistenza della mensola in termini di resistenza dell'armatura $P_{Rc} = 0.4 b d f_{ctd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rt}$ $P_R \geq P_{Ed}$

Per i baggioli si è assunto cautelativamente il coefficiente $c=1$
 $c = 1$ - Per sbalzi non provvisti di staffatura
 $c = 1.5$ - Per sbalzi provvisti di staffatura

VERIFICA A SFORZO NORMALE CENTRATO		
Rc	12041	kN
VERIFICATO		

4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI

4.1. ISOLATORI

Per la verifica sismica degli apparecchi di isolamento delle strutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di collasso (SLC) con i seguenti parametri sismici di riferimento.

Spettro di risposta orizzontale SLC

(per la verifica degli isolatori)

Spettro orizzontale SLC			
a_g/g	0.414	S	1.002
F_0	2.402	η	0.816
T_c^*	0.367	T_B	0.164
S_s	1.002	T_C	0.493
C_c	1.344	T_D	3.256
S_t	1.000		
q	1.414	$\xi =$	10.00

K_{tot}	3.720 kN/mm	(Rigidezza tot. Sistema isolamento viadotto)
$mtot$	0.709 kNs ² /mm	(Massa tot. Impalcato viadotto)
T	2.744	(Periodo proprio tot. impalcato)
	$T_c < T < T_d$	
$S_{e,orizz}(T)$	0.146 g	
H_{tot}	1018 kN	(Forza sismica orizzontale totale su viadotto SLC)
$\Delta_{prog\ sism\ long}$	274 mm	(Spostamento max sist. isolamento da progetto per sisma long. SLC)
$\Delta_{prog\ sism\ trasv}$	0 mm	(Ponte bloccato in direzione trasversale)
$\Delta_{prog\ isol}$	277 mm	(Spostamento max isolatore da progetto in combinazione)
Δ_{isol}	290 mm	(Spostamento max isolatore da catalogo)

Spostamento compatibile

4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE

4.2.1. Giunti di dilatazione

Il calcolo degli spostamenti, dovuti alla dilatazione termica in corrispondenza del collegamento con la spalla, è stato effettuato in base a quanto previsto nel Par. 3.5.7 e nel Par. 11.2.10.6 delle Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008; lo spostamento sismico è stato valutato al punto precedente.

Lo spostamento totale da utilizzare al fine del dimensionamento del giunto di dilatazione è ottenuto seguendo la formulazione prevista da EC8, per un sisma corrispondente allo stato limite di danno, di seguito descritta:

$$\Delta_{tot} = 0,4 \cdot \Delta_{sisma} + 0,5 \cdot \Delta_{dil.term.}$$

dove Δ_{sisma} è lo spostamento in condizioni sismiche e $\Delta_{dil.term.}$ è lo spostamento dovuto alla dilatazione termica.

$\Delta_{dil.term.}$	Δ_{sisma}	Δ_{tot}	Esc. tot giunto
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
6.30	274	113	230

5. VERIFICA MURETTO DI CONTENIMENTO SISMICO

Per le verifiche allo SLU si considera il muretto laterale di contenimento dell'azione sismica come una mensola incastrata alla base nel cui baricentro si considera applicata la forza sismica trasversale e il peso proprio del muro. Ai fini delle verifiche in condizioni di esercizio si considerano invece come azioni sollecitanti quella dovuta al vento ed il peso proprio del muro combinati come definito dalla normativa.

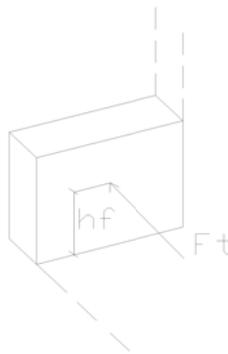


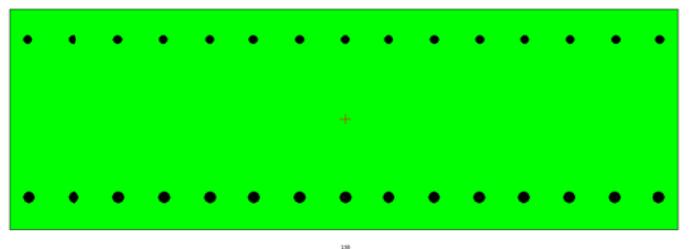
Figura 5.1: Schema azione trasversale su muretto

	Spalla		
Hpar	1.05	m	(Altezza muro laterale)
Sp	0.5	m	(Spessore muro)
Lm	1.5	m	(Lunghezza muro)

Azioni totali sul muro

	SPALLA		
	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
COMB SLU	26.6	49.45	94
COMB SISMICA	19.7	1036.68	1975
COMB SLE RARA	19.7	32.96	63
COMB SLE FREQ	19.7	6.59	12.56

Per la verifica a flessione si dispongono $\phi 20/10$ al lembo esterno del muretto e $\phi 26/10$ al lembo interno a contatto con la piattabanda della trave, mentre per il taglio staffe $\phi 26/10$



Risultati

Sollecitazioni applicate
 N = 27.0000 kN Ty = 0.0000 kN Tx = 0.0000 kN
 Mytot = 50.0000 kNm Mxtot = 0.0000 kNm Mt = 0.0000 kNm

Verifiche eseguite: Verifica di dominio (SLU)
 ..

Sollecitazioni ultime Dominio 3D Momento-Curvatura

	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	FS
▶	694.2947	0.0000	1285.7310	25.715
	15841.0287	0.0000	50.0000	586.705
	27.0000	0.0000	1172.6293	23.453

N = 694.2947 kN Mx = 0.0000 kNm My = 1285.7310 kNm FS = 25.715
 FSmin = 23.453

150x50 **Comb. n° 1** << >>

Sezione calcolata Combinazione calcolata

Chiudi Help

Risultati

Sollecitazioni applicate
 N = 20.0000 kN Ty = 0.0000 kN Tx = 0.0000 kN
 Mytot = 1040.0000 kNm Mxtot = 0.0000 kNm Mt = 0.0000 kNm

Verifiche eseguite: Verifica di dominio (SLU)
 ..

Sollecitazioni ultime Dominio 3D Momento-Curvatura

	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	FS
▶	22.5356	0.0000	1171.8518	1.127
	9684.7981	0.0000	1040.0000	484.240
	20.0000	0.0000	1171.4101	1.126

N = 22.5356 kN Mx = 0.0000 kNm My = 1171.8518 kNm FS = 1.127
 FSmin = 1.126

150x50 **Comb. n° 2** << >>

Sezione calcolata Combinazione calcolata

Chiudi Help

Risultati

Sollecitazioni applicate
 N = 20.0000 kN Ty = 0.0000 kN Tx = 0.0000 kN
 Mytot = 33.0000 kNm Mxtot = 0.0000 kNm Mt = 0.0000 kNm

Verifiche eseguite: ..
 Verifica tensionale (SLE Rara)

Tensioni

Verifica soddisfatta

Tensioni cls e armatura

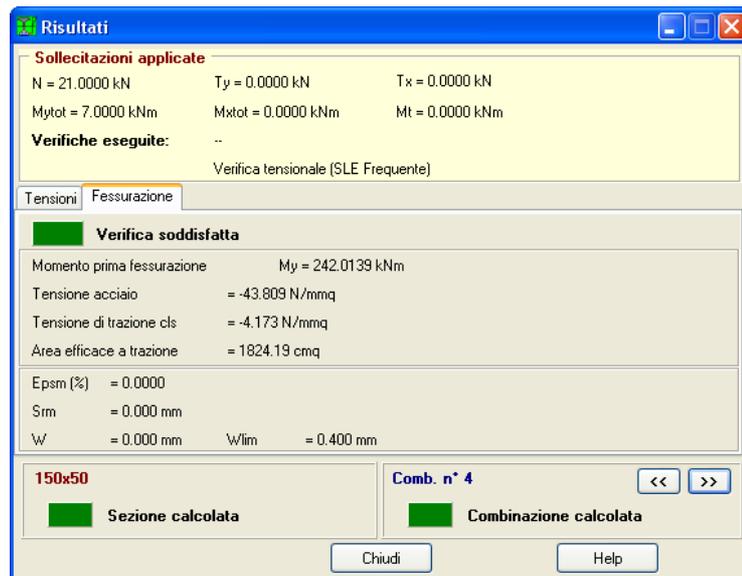
σ_{c-max} = 0.540 N/mm² σ_{f-max} = 5.111 N/mm²
 σ_{c-min} = -0.885 N/mm² σ_{f-min} = -10.156 N/mm²
 τ_{mn} = 0.000 N/mm²

Asse neutro
 Xc = 18.951 cm Inclinazione 0.000 °
 Intersezioni (0.00 ; 31.05) (150.00 ; 31.05)

150x50 **Comb. n° 3** << >>

Sezione calcolata Combinazione calcolata

Chiudi Help



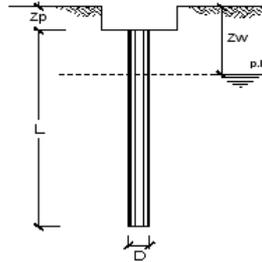
4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

b_w	1500 mm	(larghezza minima della sezione)
d	460 mm	(altezza utile della sezione)
α	90 °	(inclinazione staffe rispetto all'asse trave)
$\text{sen}\alpha$	1	
$\text{ctg}\alpha$	6.13E-17	
θ	21.80 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg}\theta$	2.5	
A_{sw1}	$\varnothing 26 / 10$	(armatura staffe 1° tipo)
n_{b1}	1 530.93	(numero di braccia)
A_{sw2}	$\varnothing 26 / 10$	(armatura staffe 2° tipo)
n_{b2}	1 530.93	(numero di braccia)
A_{sw3}	$\varnothing / 20$	(armatura staffe 3° tipo)
n_{b3}	1 0.00	(numero di braccia)
A_{sw4}	$\varnothing / 20$	(armatura staffe 4° tipo)
n_{b4}	1 0.00	(numero di braccia)
A_{sw}	1062 mm ²	(area armatura trasversale)
A_{sw}/s	10.62 mm	
f_{yd}	391.30 N/mm ²	(resistenza di calcolo acciaio)
V_{Rsd}	4300.53 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
σ_{cp}	0 N/mm ²	(tensione media di compressione nella sezione)
α_{cc}	0.85	(coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata)
f_{cd}	15.87 N/mm ²	(resistenza di calcolo calcestruzzo)
α_c	1	(coefficiente maggiorativo)
f'_{cd}	7.93 N/mm ²	(resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo)
V_{Rcd}	1698.83 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	1698.83 kN	(resistenza a taglio)
$V_{Rcd} < V_{Rsd} \Rightarrow$ Necessario calcolo teta.		
θ	36.22 °	(inclinazione puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave)
$\text{ctg}\theta$	1.37	
V_{Rsd}	2348.55 kN	(resistenza di calcolo a taglio trazione staffe)
V_{Rcd}	2348.55 kN	(resistenza di calcolo a taglio compressione calcestruzzo)
V_{Rd}	2348.55 kN	(resistenza a taglio)

Verifica a taglio soddisfatta.

6. VERIFICA DI PORTANZA PALO

Diametro del Palo (D):	1.00	(m)
Area del Palo (Ap):	0.785	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	1.50	(m)
Quota falda dal p.c. (z _a):	100.00	(m)
Lpalo	24.000	(m)
n' strati	1.00	
n' verticali indagate	1.00	
z ₁	1.70	
z ₂	1.70	
Coefficiente di reazione del terreno (Kh)	20000.00	(KN/m ³)
Classe di resistenza cls palo	C25/30	
Modulo elasticità palo (E)	31447161	(KN/m ²)



	COMPRESSIONE	TRAZIONE
COMB A1-M1	3561.00	0
COMB A2-M1	2658.00	0
COMB SIM	6010.00	2230

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcol	
			γ	c'_{med}	φ'_{med}	$c_{u,med}$	α	β
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)
1	24.00		19.00	0.0	38.0	0.0	0.00	0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno				Coefficienti di Calcol	
			γ	c'_{min}	φ'_{min}	$c_{u,min}$	α	β
(-)	(m)		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)
1	24.00		19.00	0.0	38.0	0.0	0.00	0.00

VERIFICA PORTANZA

	Nmax (KN)	Rcd(KN)	Rct (KN)	FS COMPR	FS TRAZ
COMB A1-M1	4197.17	12948.36	3416.0	3.09	0.00
COMB A2-M1	3129.24	7963.14	2135.0	2.54	0.00
COMB SIM	6481.24	10031.45	2733	1.55	1.23

6.1. CALCOLO EFFICIENZA PALIFICATA

Essendo l'interasse minimo tra i pali inferiore a 3 volte il diametro, risulta necessario valutare il coefficiente di efficienza della palificata. Tale coefficiente è definito come:

$$\eta = \frac{R_{d \text{ palificata}}}{n \cdot R_d}$$

in genere minore di 1 o al più posto pari ad 1 nel caso di interasse maggiore o uguale a 3 volte il diametro dei pali.

La formula di Converse-Labarre, che fornisce un valore molto conservativo dell'efficienza di una palificata, definisce l'efficienza come:

$$\eta = 1 - \theta \cdot \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mm} \right]$$

dove:

- m è il numero delle righe di pali della palificata;
- n è il numero di pali per ogni riga;
- θ è pari a $\theta = \arctan(D/i)$, con
 - D è il diametro dei pali
 - i è l'interasse fra i pali.

Nel caso in questione il valore di η è pari a 0.70 per cui il gruppo di pali è caratterizzato da una portanza complessiva pari a :

$R_{d \text{ palificata}}$ (A1)	73020.73 KN	verificato
$R_{d \text{ palificata}}$ (A2)	44907.63 KN	verificato
$R_{d \text{ palificata}}$ (SISMICA)	56570.20 KN	verificato

valori che risultano maggiori dei corrispondenti scarichi assiali al baricentro della palificata.