

autostrade // per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

TRATTO: BOLOGNA - FERRARA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO: BOLOGNA ARCOVEGGIO - FERRARA SUD

PROGETTO DEFINITIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI

OP. N°73 - AMPLIAMENTO PONTE SUL CANALE DIVERSIVO NAVILE PK. 13+053

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SOTTOSTRUTTURE

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Lucio Ferretti Torricelli
Ord. Ingg. Brescia N.2188
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Federica Ferrari
Ord. Ingg. Milano N. 21082

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO				RIFERIMENTO DIRETTORIO						RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinatore:
Codice	Commessa	Lotto, Sub-Prod. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	tipologia	WBS progressivo	PARTE D'OPERA		Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	00
1	1	306	0001	P	D	00	0000	000000	000000	0	STR	0048	--	SCALA: -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE		
	Ing. Federica Ferrari Ord. Ingg. Milano N. 21082				n.	data	
					0	NOVEMBRE 2016	
					1	-	
					2	-	
REDATTO:		-		VERIFICATO: Ing. Lucio Ferretti Torricelli		3	-
						4	-

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Antonio Tosi

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

**Progetto Definitivo
Ampliamento alla terza corsia
Tratto Bologna – Ferrara**

Opere di linea

Ponte sul Canale Diversivo Navile

Relazione di calcolo sottostrutture

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	5
1.1.1	<i>Schema statico e schema di vincolo</i>	5
1.1.2	<i>Spalle.....</i>	5
1.1.1	<i>Pile.....</i>	9
1.2	MODALITÀ REALIZZATIVE	12
1.2.1	<i>Spalle.....</i>	12
1.2.2	<i>Pile.....</i>	12
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	12
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE	13
1.4.1	<i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	13
1.4.2	<i>Sismicità</i>	13
1.4.3	<i>Parametri geotecnici</i>	14
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI.....	14
1.5.1	<i>Calcestruzzo opere in ampliamento</i>	14
1.5.2	<i>Acciaio per c.a. opere in ampliamento.....</i>	15
1.5.3	<i>Materiali opere esistenti</i>	16
1.5.4	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	17
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	18
1.7	CONVENZIONI GENERALI.....	18
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE.....	19
2.1	SPALLE.....	19
2.1.1	<i>Azioni dell'impalcato.....</i>	19
2.1.2	<i>Azioni sul corpo spalla.....</i>	20
2.1.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	20
2.2	PILE	22
2.2.1	<i>Azioni dell'impalcato</i>	22
2.2.2	<i>Azioni sul corpo pila</i>	22
2.2.3	<i>Verifiche eseguite.....</i>	22
3	ANALISI DEI CARICHI.....	23
3.1	SPALLE.....	23
3.1.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	23
3.1.2	<i>Contributi del corpo spalla</i>	28
3.2	PILE	51
3.2.1	<i>Contributi di impalcato.....</i>	51
3.2.2	<i>Contributi del corpo pila.....</i>	53
4	COMBINAZIONI DI CARICO	55
5	VERIFICA SPALLA ESISTENTE A – LATO BOLOGNA	57
5.1	SOLLECITAZIONI	57
5.2	ORDINE SUPERIORE DI TIRANTI PASSIVI SUBORIZZONTALI	58
5.3	ORDINE INFERIORE DI TIRANTI PASSIVI SUBORIZZONTALI	59
5.4	PALI SPALLA ESISTENTE	60
5.4.1	<i>Sollecitazioni.....</i>	60
5.4.2	<i>Verifica a pressoflessione.....</i>	61

5.4.3	Verifica a taglio	62
5.5	PIEDE DI FONDAZIONE	63
5.5.1	Sollecitazioni.....	64
5.5.2	Verifica tirante-puntone.....	64
5.6	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	64
6	VERIFICA SPALLA ESISTENTE B – LATO FERRARA.....	65
6.1	PARAMENTO	65
6.1.1	Sollecitazioni.....	65
6.1.2	Verifica a pressoflessione.....	66
6.1.3	Verifica a taglio	67
6.2	PALI SPALLA ESISTENTE.....	68
6.2.1	Sollecitazioni.....	68
6.2.2	Verifica a pressoflessione.....	70
6.2.3	Verifica a taglio	70
6.3	PIEDE DI FONDAZIONE.....	71
6.3.1	Sollecitazioni.....	71
6.3.2	Verifica	71
6.4	TIRANTE A TERGO SPALLA	72
6.5	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	72
6.5.1	Verifica a pressoflessione.....	74
6.5.2	Verifica a taglio	74
7	VERIFICA PILA.....	76
7.1	SOLLECITAZIONI SUL FUSTO	76
7.1.1	Azioni sul fusto circolare della pila esistente.....	76
7.1.2	Azioni sul fusto rettangolare del rinforzo.....	76
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI SUL FUSTO	77
7.2.1	Verifica a pressoflessione fusto esistente rinforzato.....	77
7.2.2	Verifica a taglio del fusto esistente.....	77
7.2.3	Verifica a pressoflessione del rinforzo.....	78
7.2.4	Verifica a taglio del rinforzo	78
7.3	SUOLA DI FONDAZIONE	79
7.4	VERIFICHE DEI PALI ESISTENTI.....	82
7.4.1	Verifica a pressoflessione del palo	82
7.4.2	Verifica a taglio del palo esistente	83
8	RITEGNI SISMICI	84
8.1	RITEGNO LONGITUDINALE	84
8.1.1	Verifica a pressoflessione.....	85
8.1.2	Verifica a taglio	85
8.2	RITEGNI TRASVERSALI	86
8.2.1	Sollecitazioni.....	87
8.2.2	Verifica	87
9	SPOSTAMENTI.....	88
9.1	PERDITA D'APPOGGIO	88
9.2	ESCURSIONI TERMICHE.....	88
10	STRUTTURE IN AMPLIAMENTO.....	89
10.1	VERIFICA SPALLE A DI AMPLIAMENTO.....	89

10.1.1	<i>Paramento – Spalla A</i>	89
10.1.2	<i>Pali – Spalla A</i>	92
10.2	VERIFICA SPALLE B DI AMPLIAMENTO	95
10.2.1	<i>Pali – Spalla B</i>	95
10.3	PILE DI AMPLIAMENTO	98
10.3.1	<i>Azioni statiche</i>	98
10.3.2	<i>Azioni sismiche</i>	98
10.3.3	<i>Verifiche strutturali</i>	99
10.3.4	<i>Azioni per le verifiche geotecniche</i>	103

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del viadotto sul canale Diversivo Navile sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 13+053.

1.1 Descrizione generale dell'opera

1.1.1 Schema statico e schema di vincolo

Lo schema statico vede la presenza di tre campate di impalcato appoggiate sulle sottostrutture.

Si prevede la sostituzione delle apparecchiature di appoggio esistenti con cuscinetti in gomma armata; la medesima tipologia di appoggio viene impiegata per la struttura in ampliamento, di nuova realizzazione.

I dispositivi in gomma armata verranno interposti tra sottostruttura e travate senza alcun collegamento di tipo meccanico.

In base a quanto appena esposto se ne consegue che:

1. per la fase di esercizio, l'assorbimento delle azioni longitudinali è demandato per intero alla reazione orizzontale di attrito che si sviluppa tra cuscinetto e calcestruzzo;
2. per la fase sismica, viene ammessa la totale perdita di efficienza di tali apparecchiature, affidando:
 - le sollecitazioni orizzontali trasversali ad un sistema di ritegno costituito da mensole in calcestruzzo disposte sulle pile e sulle spalle;
 - le sollecitazioni orizzontali longitudinali ad una catena cinematica formata dagli impalcati che, connessi mediante una striscia in neoprene tra le solette, trasferisce gli sforzi ai dispositivi di ritegno longitudinale.

In direzione trasversale per le pile e le spalle si prevede la realizzazione di tre dispositivi di ritegno trasversale a semplice effetto sulla larghezza totale dell'impalcato.

Il fine corsa longitudinale è realizzato mediante il paraghiaia rinforzato delle spalle.

I ritegni saranno realizzati in modo da minimizzare la "corsa" della travata in fase sismica, e da permettere comunque lo svilupparsi delle deformazioni termiche longitudinali e trasversali.

1.1.2 Spalle

Le spalle esistenti in c.a. sono del tipo passanti collegate da una trave di testa e fondate su pali Ø500 mm (v. Figura 1-1 e Figura 1-2)

Le caratteristiche geometriche delle spalle esistenti impiegate nel presente calcolo sono riportate in Figura 1-3.

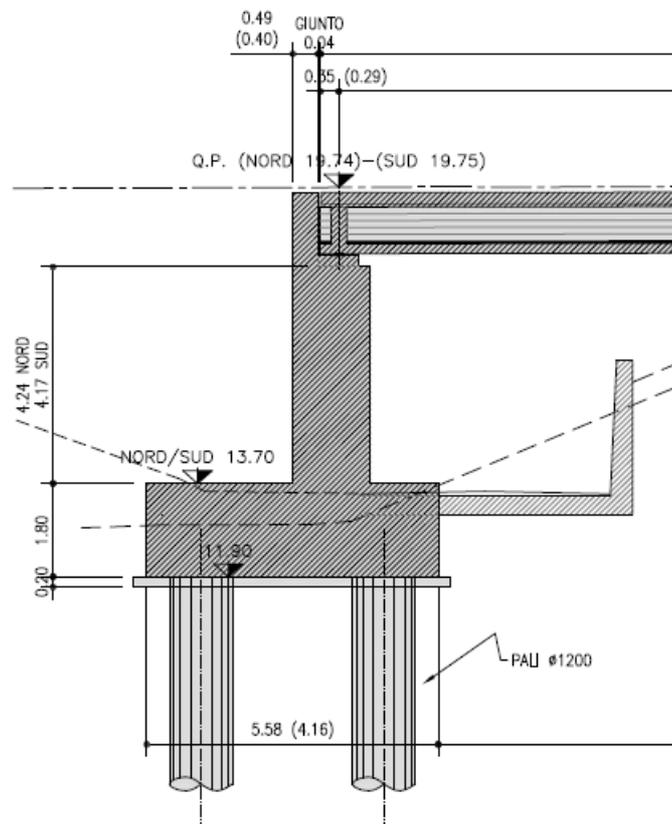


Figura 1-3 - Geometria di calcolo spalla esistente

A tergo delle spalle esistenti saranno collegati degli elementi in c.a. fondati su micropali (denominati in seguito "tiranti a tergo spalle") al fine di mobilitare un vincolo ulteriore sotto le azioni di stato limite ultimo e in fase sismica.

Tali tiranti saranno connessi al paramento (ma in questo caso alla trave di collegamento in testa) posizionandone l'estradosso alla quota del piano appoggi e saranno vincolati tramite:

- Berlinese di micropali a tergo delle spalle esistenti e adiacenti alle spalle in ampliamento.

In fase di costruzione la berlinese avrà anche funzione di paratia per gli scavi necessari alla realizzazione della spalla in ampliamento.

Sarà inoltre realizzato un cordolo nella parte anteriore della spalla e alla stessa altezza dei tiranti per ripartire la forza che essi esercitano.

Per la realizzazione dei tiranti sarà demolito e ricostruito il paraghiaia per tutta la sua lunghezza.

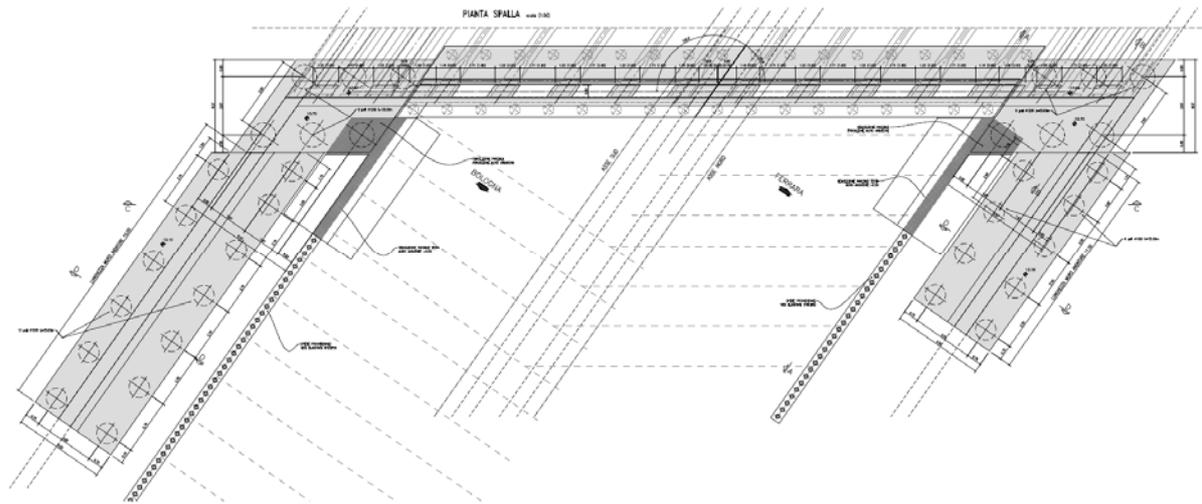


Figura 1-4 - Pianta spalla

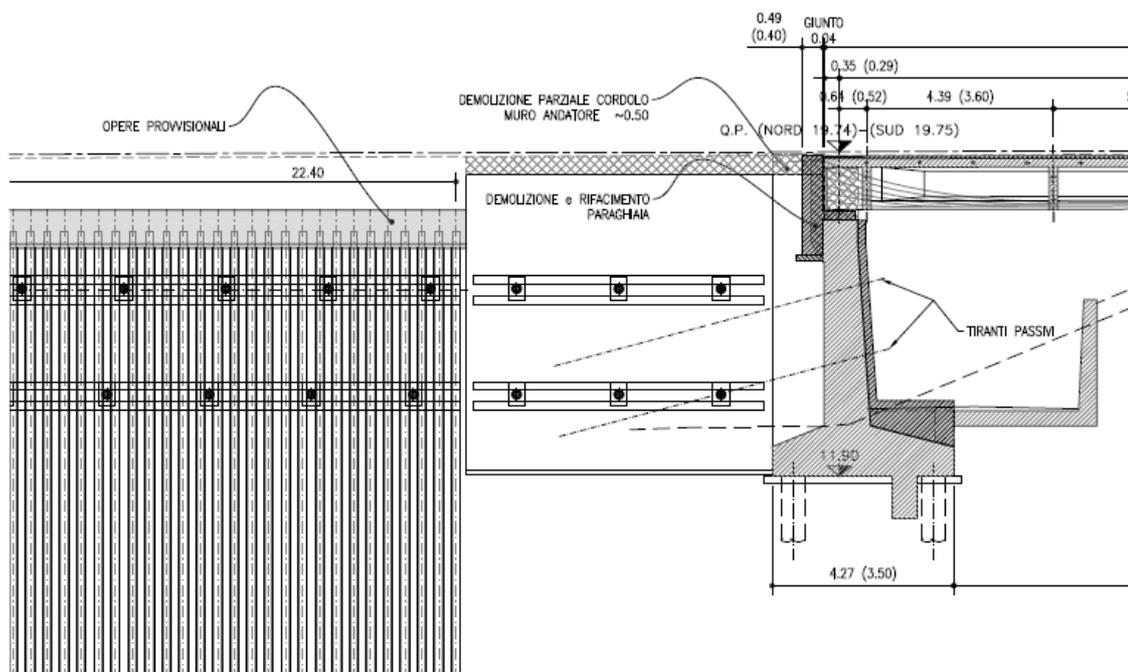


Figura 1-5 - Dettagli tiranti con micropali a tergo spalla

Le spalle in ampliamento saranno realizzate in c.a. e fondate su pali $\varnothing 1000$ ad una quota superiore rispetto alle esistenti (v. Figura 1-6 e Figura 1-7).

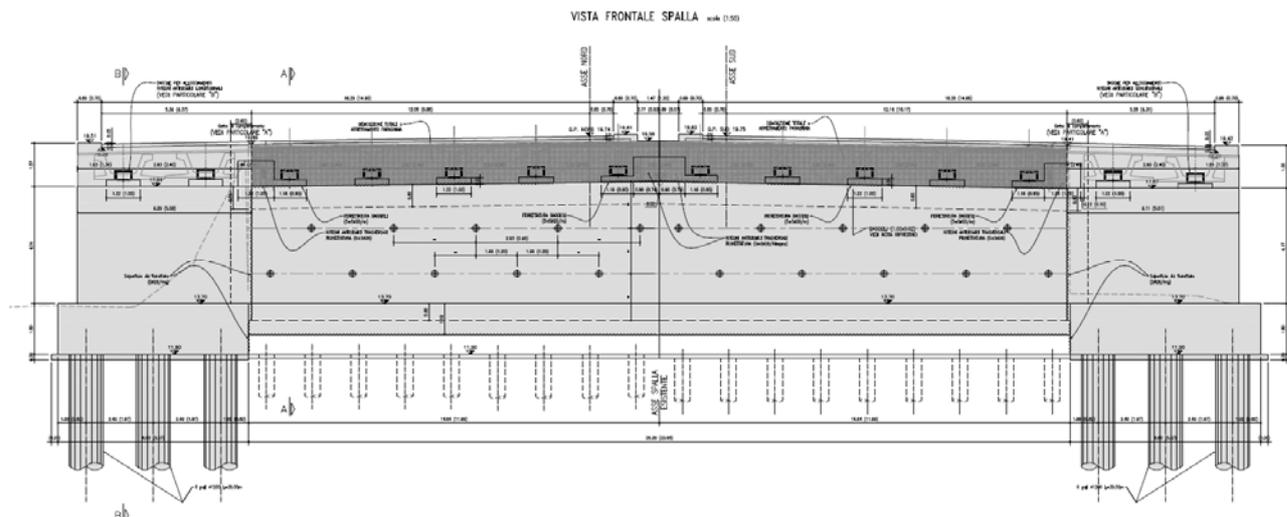
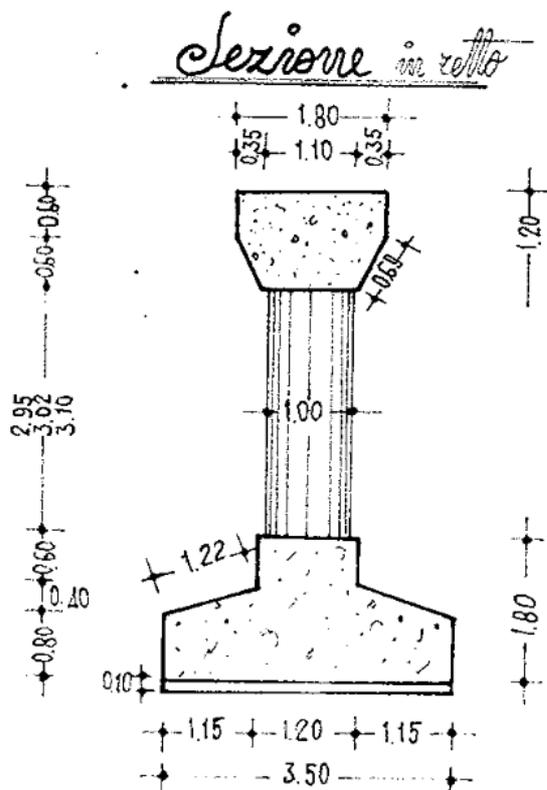


Figura 1-6 - Prospetto spalle con ampliamento

1.1.1 Pile

Le pile esistenti in c.a. sono del tipo pila-palo. Le pile sono diametro $\Phi 900\text{mm}$ e proseguono interrate sul palo $\Phi 1000$. Il palo è armato per una lunghezza di 12m dalla testa. In figura è rappresentato l'as built della struttura.



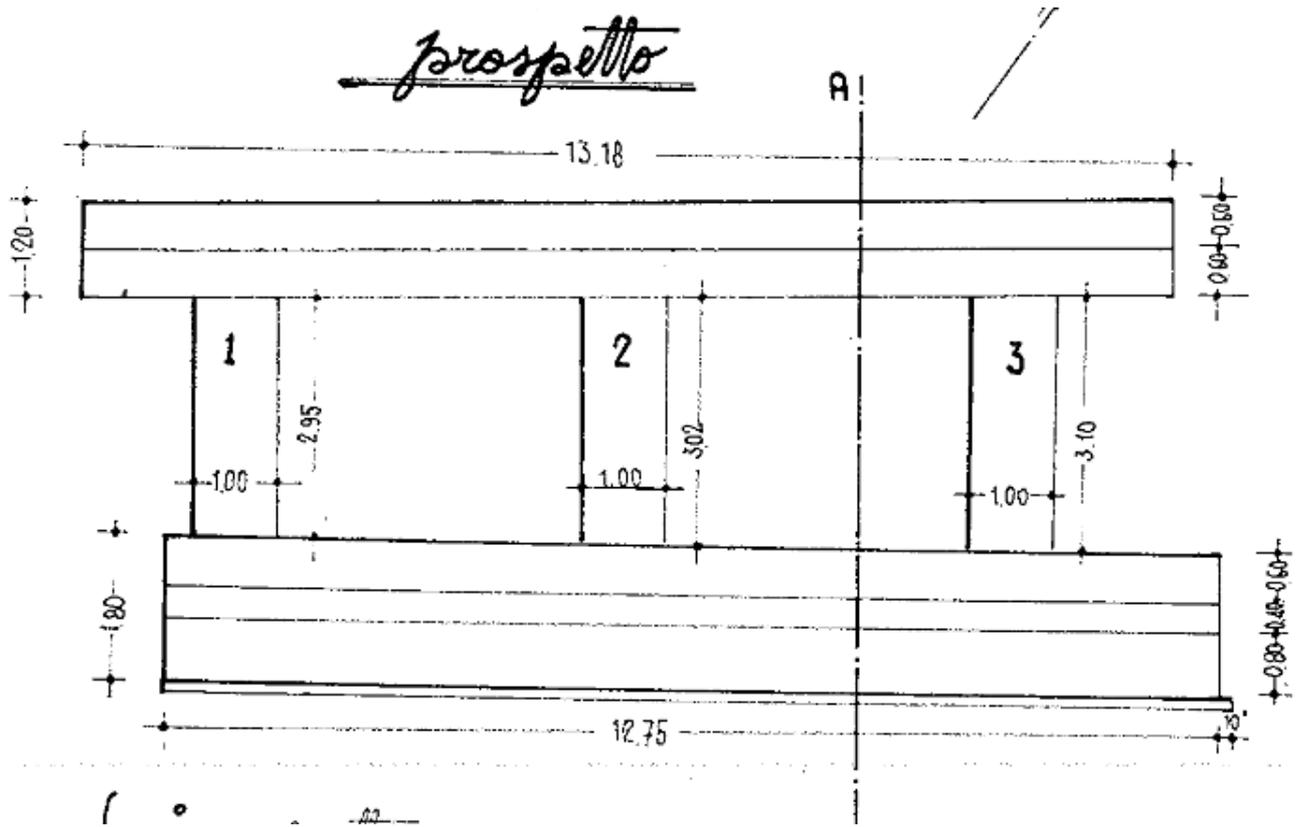
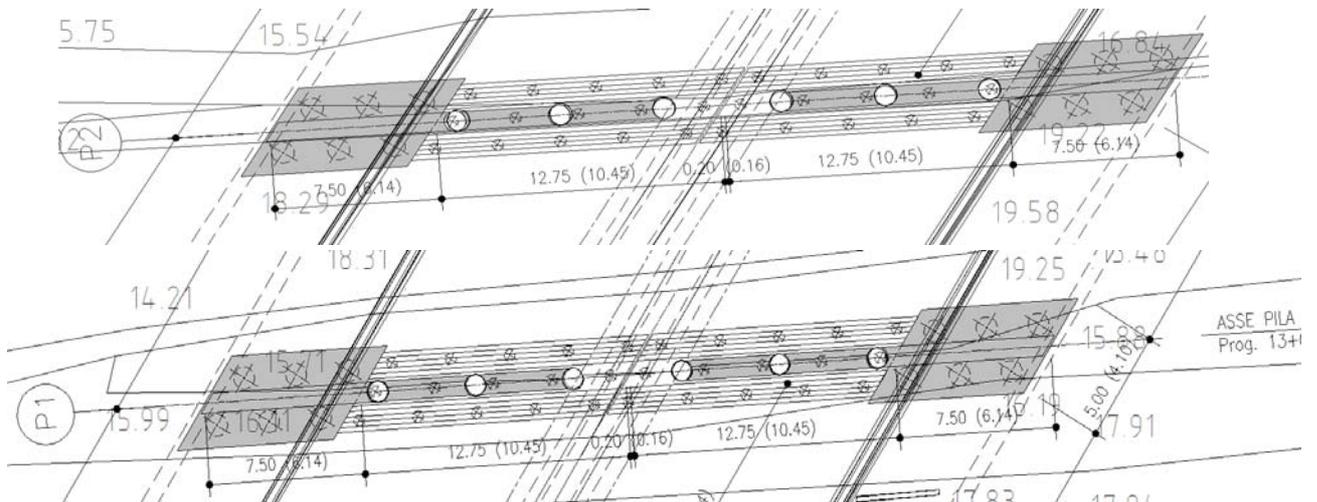
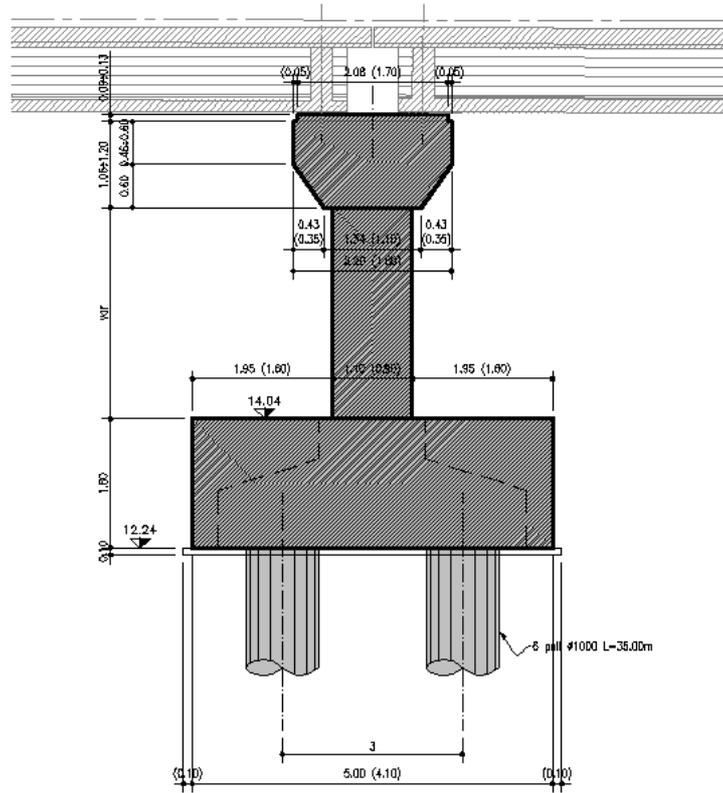


Figura 1-7 - Prospetto pila esistente

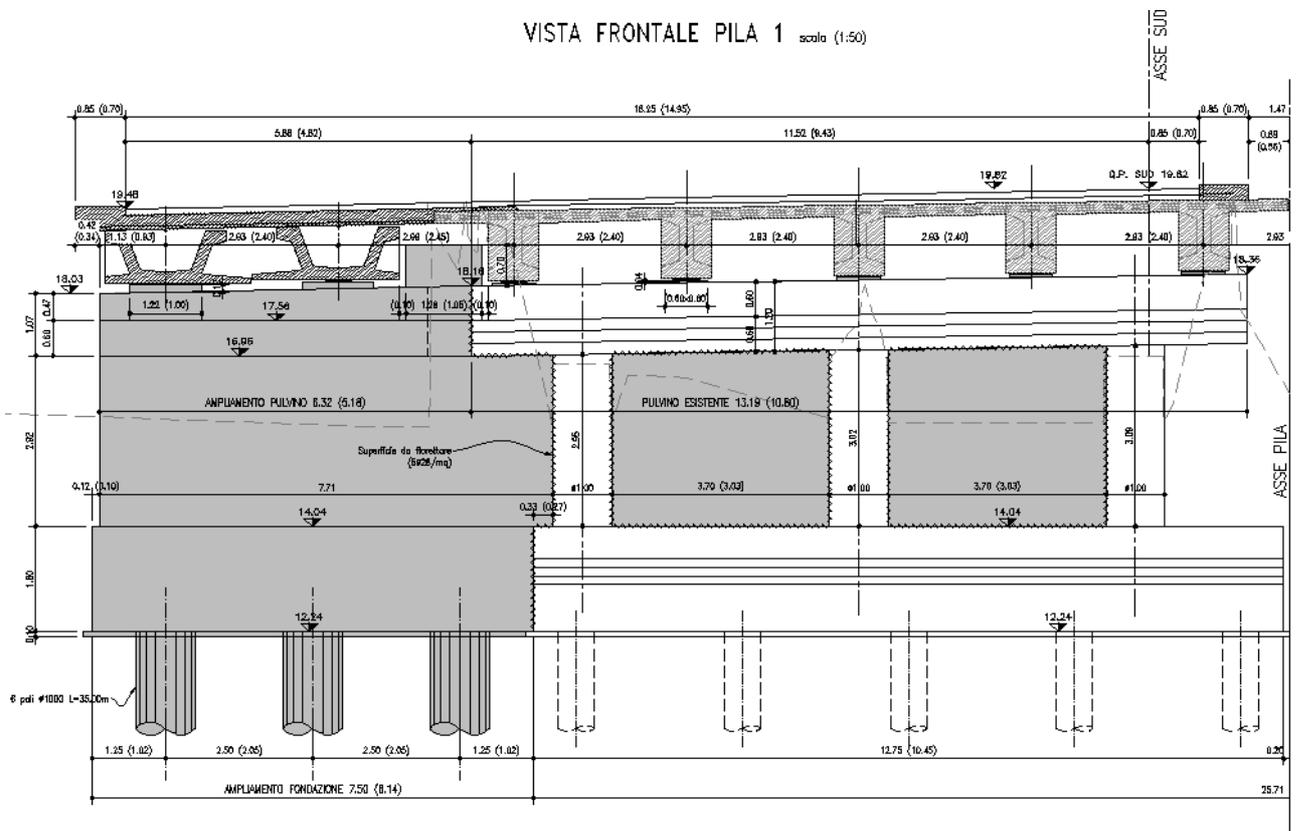
Le pile in ampliamento saranno realizzate con la stessa tipologia di quelle esistenti. Si realizzeranno delle pile-palo $\Phi 1200$ con la tecnologia del palo trivellato per una profondità di 35m. Nelle figure seguenti si mostrano le pile in ampliamento.



SEZIONE B-B scala (1:50)



VISTA FRONTALE PILA 1 scala (1:50)



1.2 Modalità realizzative

1.2.1 Spalle

Le porzioni di spalle nuove ed esistenti saranno calcolate come mutualmente indipendenti.

Si è scelto di progettare l'ampliamento con rigidità globale maggiore rispetto alla struttura esistente in modo da evitare a quest'ultima una maggiorazione del carico rispetto alla situazione attuale.

La significativa interazione struttura nuova/esistente impone quindi il rispetto delle fasi realizzative di seguito indicate:

1. Realizzazione palificate delle spalle in ampliamento.
2. Realizzazione della suola di fondazione delle spalle in ampliamento connessa con fiorettature all'esistente.
3. Realizzazione del paramento della spalla in ampliamento prevedendo una "tasca" all'interfaccia tra le superfici in modo da consentire la giunzione degli elementi posticipata.
4. Reinterro a tergo spalla.
5. Connessione mediante getto di c.a. dei paramenti della spalla nuova alla esistente.
6. Collegamento tirante in micropali realizzato in fase 1 al fusto della spalla esistente
7. Realizzazione tiranti passivi inclinati sul fusto della spalla esistente.

1.2.2 Pile

L'ampliamento delle pile non prevede alcuna particolare cura nelle fasi di realizzazione se non la preparazione delle superfici di contatto del pulvino e dei fusti, la connessione delle parti mediante fiorettatura come indicato nelle tavole di progetto, per la realizzazione dei nuovi setti tra i fusti esistenti.

1.3 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

- UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti
 UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica
 UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici
 UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti
 UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
 UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali
 UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 Bologna - Padova.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per l'opera in esame si prevede l'esposizione al seguente "range" di temperature:

$T_{min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$T_{max} = +45 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Per l'umidità ambientale si assume:

$RH = 80 \%$

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta:	XF4
corpo spalla e pila:	XF2
fondazioni spalla e pila:	XC2
pali:	XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV \rightarrow $C_u = 2.0$
Vita di riferimento	100 anni
ag	$0.211 g = 2.07 \text{ m/s}^2$
Categoria topografica	T1

Tipo di suolo D

1.4.3 Parametri geotecnici

Le caratteristiche del terreno influenzano, in linea generale, la flessibilità del sistema spalle-impalcato, e pertanto, anche la distribuzione delle sollecitazioni ed il quadro tensionale sui vari elementi strutturali.

L'inquadramento di dettaglio relativo alle caratteristiche geotecniche dei terreni ricadenti nella tratta di impiego della presente tipologia è riportato nello specifico elaborato.

È stata considerata una stratigrafia caratterizzata dai seguenti parametri distintivi:

γ 20 kN/m³
 Φ 35 °

1.5 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

1.5.1 Calcestruzzo opere in ampliamento

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

PALI

Classe..... C25/30

Classe di esposizioneXC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe..... C12/15

Classe di esposizioneX0

FONDAZIONI PILE, SPALLE E MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizioneXC2

ELEVAZIONI PILE

Classe..... C32/40

Classe di esposizioneXF2

PULVINO

Classe..... C32/40

Classe di esposizioneXF4

ELEVAZIONI MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizioneXF2

ELEVAZIONI SPALLE

Classe..... C32/40

Classe di esposizione XF2

CORDOLI, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI

Classe C35/45

Classe di esposizione XF4

SOLETTE IN C.A. E TRAVERSI (IN PROGETTO)

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro < 100 micron/m a 28gg.

(Valutazione con la prova secondo UNI 8148)

Classe C35/45

Classe di esposizione XF4

COPPELLE

Classe C35/45

Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (\emptyset palo>600mm) Cnom.=60.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per solette Cnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni Cnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni Cnom.=40.0 mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

1.5.2 Acciaio per c.a. opere in ampliamento

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

fyk > 450 MPa

ftk > 540 MPa

MICROPALI / ANCORAGGI PASSIVI:

CARPENTERIA METALLICA

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

- Tipo EN 10025-2 S355 K2+N (per spessori nominali t > 40 mm)

Acciaio in profili a sezione aperta laminati a caldo non saldati:

- Tipo EN 10025-2 S355 J0+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 J0H+N

MISCELA / MALTA CEMENTIZIA DI INIEZIONE:

Secondo NTA - soggetto ad approvazione della Direzione Lavori

Classe di resistenza minima C25/30

Classe di esposizioneXC2
Eventuali additivi secondo NTA

1.5.3 Materiali opere esistenti

Per le caratteristiche dei materiali esistenti si fa riferimento alle prove a disposizione per le varie opere.

Calcestruzzo spalla: $R_m=33 \text{ MPa} \rightarrow R_{ck}=34.64-8=26.64 \text{ MPa}$ equivalente a C20/25
Armatura spalla: $f_y=362 \text{ MPa} \rightarrow f_{yk}=0.7*362=253 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=220 \text{ MPa}$

Pali spalla esistente: non avendo a disposizione dati da prove in situ si fa riferimento a valori di resistenza da dati di bibliografia:

Calcestruzzo equivalente C25/30

Acciaio tipo Aq60: $f_y=310 \text{ MPa} \rightarrow f_{yd}=310/1.15=269 \text{ MPa}$

Per quanto non specificato, in particolare relativamente alle caratteristiche dei materiali, alle specifiche per l'esecuzione dei lavori ed ai controlli da eseguire, si dovrà fare riferimento alle norme tecniche d'appalto.

1.5.4 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ft}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
k_s	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

Per le verifiche delle sezioni in cemento armato si ricorre a seconda del caso studiato ai seguenti programmi:

"**VCASLU**" – ver. 7.6 del 25 Giugno 2010, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi. Il programma consente la verifica di sezioni in cemento armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n e permette inoltre di tracciare il domino M-N.

"**GRUOP for Windows**" – ver. 7.0, Ensoft Inc. Il programma permette di analizzare il comportamento di gruppi di pali attraverso modellazione 2D o modellazione 3D.

Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2007**.

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze..... m
forze - coppie..... kN
tensioni..... MPa

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano y-z orizzontale, con y posto tangente all'asse di tracciamento ed asse x verticale.

Per quanto riguarda le azioni agenti sulle sottostrutture salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx azione verticale (positiva se verso il basso)
Fy azione orizzontale longitudinale (positiva se ribaltante)
Fz azione orizzontale trasversale (trascurata)
My momento ribaltante trasversale (trascurato)
Mz momento ribaltante longitudinale (positivo se ribaltante)
Mx momento agente nel piano orizzontale (trascurato)

2 Impostazioni delle analisi e delle verifiche

Si precisa che di seguito saranno riportate le verifiche delle sole sottostrutture esistenti con le eventuali porzioni rinforzate. Si effettua separatamente la verifica della spalla A e della spalla B, essendo realizzate con differenti tecnologie.

In questa fase progettuale, per le parti nuove in ampliamento si predispone un'armatura di incidenza caratteristica per la quale si demanda la verifica alla progettazione esecutiva.

2.1 Spalle

L'analisi delle sollecitazioni agenti sulle spalle è strutturata come segue:

1. determinazione azioni dell'impalcato afferente
2. determinazione azioni sul corpo spalla
3. combinazione delle azioni

L'analisi delle sollecitazioni sulla spalla viene eseguita nella sola direzione longitudinale (perpendicolare al piano del paramento della spalla) trascurando gli effetti delle azioni trasversali.

In base a quanto appena esposto si procede alla determinazione dei carichi agenti/resistenti calcolati per 1.00 m di larghezza di spalla distribuendo uniformemente tutte le sollecitazioni sulla larghezza della spalla.

2.1.1 Azioni dell'impalcato

Gli impalcati presentano tutti uno schema di vincolo "appoggio-appoggio" per cui le sollecitazioni che trasmettono alla spalla sono solo l'azione verticale e quella orizzontale (longitudinale) funzione del dispositivo di appoggio impiegato.

In via semplificativa si sono adottate le seguenti ipotesi di calcolo.

Data la tipologia dell'intervento e le modalità esecutive, per le travi nuove in c.a.p. e per le solette gettate in opera si è trascurata l'azione del ritiro poiché si considera già scontata.

Dato lo schema statico del sistema (v. § 1.1.1), l'azione termica sulle spalle prevede solo la componente assiale uniforme e non il gradiente di temperatura.

Tale azione è calcolata in base alla contrazione/espansione che genera nella sovrastruttura e alla rigidità del dispositivo di appoggio previsto:

$$F_{\text{TERM}} [\text{N}] = \Delta\text{contr/esp} [\text{mm}] \times k\text{DISP} [\text{N/mm}]$$

In virtù del fatto che si sta studiando la spalla senza tenere in conto le azioni trasversali (studio di 1.00 m di larghezza di spalla) i carichi mobili non prevedono diverse permutazioni laterali ma se ne sono sommati gli effetti delle varie corsie disponibili e sono stati uniformemente distribuiti sulla larghezza della spalla come gli altri tipi di carico.

Viene trascurato l'effetto del vento.

In base a quanto esposto nel paragrafo § 1.1.1, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente per l'accelerazione di picco al suolo:

$$F_{\text{SISM}} [\text{N}] = 100\% \times M_{\text{afferente}} [\text{kg}] \times a_g [\text{m/s}^2] \times S [-]$$

Le azioni di impalcato così calcolate (v. § 3.1.1) sono poi sommate secondo le combinazioni di Normativa in modo da massimizzare/minimizzare gli effetti delle sollecitazioni sulla spalla:

max/min Fx (azione orizzontale longitudinale)

max/min Fz (azione verticale sulla spalla)

2.1.2 Azioni sul corpo spalla

Le azioni agenti sul corpo della spalla esistente/in ampliamento (v. § 3.1.2), oltre che quelle derivanti dall'impalcato del paragrafo § 2.1.1, sono le seguenti:

- Pesi propri e permanenti portati
- Spinta statica delle terre
- Azioni del sovraccarico accidentale a tergo spalla
- Inerzie sismiche della massa dell'impalcato afferente, della spalla e del terreno portato a monte
- Sovrappinta sismica del terreno a monte

In via semplificativa si sono adottate le seguenti ipotesi di calcolo.

Data al differente rigidezza delle spalle esistenti ed in ampliamento (considerate mutualmente indipendenti), la spinta statica delle terre è stata valutata in condizione di **spinta attiva** per le spalle esistenti e di **spinta a riposo** per le spalle in ampliamento.

Il coefficiente di spinta attiva (per le spalle esistenti) è stato calcolato in base alla teoria di Rankine.

Ove presenti, per le porzioni di terreno a valle dell'opera, la spinta delle terre è stata ipotizzata agente con coefficiente di spinta a riposo.

La sovrappinta sismica delle terre è stata calcolata come differenza tra la spinta sismica di Mononobe-Okabe e la spinta attiva secondo formulazione di Rankine

$$\Delta S_{\text{SISMICA}} = S_{\text{MONONOBE-OKABE}} - S_{\text{RANKINE}}$$

Per le spalle esistenti, a valle della determinazione delle sollecitazioni, si verificano le sezioni significative (v. §2.1.3).

Per le spalle in ampliamento si determinano le sollecitazioni globali alla base delle fondazioni e dove ritenuto opportuno quelle sul fusto spalla. Tali sollecitazioni verranno utilizzate per eseguire le verifiche geotecniche e strutturali. Per queste ultime è stato definito un tasso di incidenza delle armature tale da garantire il soddisfacimento delle verifiche.

2.1.3 Verifiche eseguite

A valle della determinazione delle sollecitazioni agenti, si valuta l'andamento delle azioni nei vari S.L. agenti sul corpo spalle (v. Capitolo 4).

In linea generale sono sviluppati i calcoli relativi a Spalla B (lato Ferrara) (tirante a tergo spalla in berlinese di micropalio):

1. sollecitazioni alla base del corpo spalla → sollecitazioni e verifica pali e soles di fondazione
2. sollecitazioni e verifica alla base del paramento
3. sollecitazioni e verifica alla base del paraghiaia
4. sollecitazioni e verifica della trave di testa

Lo S.L. sismico viene preso in esame in quanto agente solo sulle sottostrutture.

2.2 Pile

Le pile, in condizioni statiche presentano sollecitazioni inferiori rispetto al caso sismico.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, saranno analizzate con un'analisi di tipo dinamica modale.

L'analisi delle sollecitazioni agenti sulle pile è strutturata come segue:

1. determinazione azioni degli impalcati afferenti
2. azioni relative al corpo pila (pesi propri e permanenti portati)
3. calcolo del periodo proprio della pila assimilata ad un oscillatore semplice e applicazione dell'accelerazione spettrale.
4. combinazione delle azioni

L'analisi delle sollecitazioni sulle pile viene eseguita nella direzione longitudinale e trasversale.

Data la rigidità molto maggiore del sistema nella direzione trasversale, si considerano come dimensionanti solo le azioni longitudinali applicando i coefficienti di contemporaneità alle sollecitazioni trasversali (sisma).

2.2.1 Azioni dell'impalcato

Si opera in analogia a quanto riportato in § 2.1.1 per la quota parte degli impalcati della campata laterale e centrale afferenti alla pila (v. § 3.2.1).

2.2.2 Azioni sul corpo pila

Le azioni agenti sul corpo della pila esistente/in ampliamento (v. § 3.2.2), oltre che quelle derivanti dall'impalcato del paragrafo § 0, sono le seguenti:

- Pesi propri e permanenti portati
- Azioni sismiche da analisi di tipo dinamica modale

A valle della determinazione delle sollecitazioni, per il sistema pile esistenti / in ampliamento si verificano le sezioni significative.

Le sollecitazioni globali calcolate alla base delle fondazioni permettono di condurre le verifiche geotecniche necessarie.

2.2.3 Verifiche eseguite

Si sono eseguite verifiche di resistenza lungo la pila in ampliamento, sulle pile esistenti e sui setti di rinforzo delle pile esistenti. Si sono eseguite verifiche a pressoflessione e taglio.

3 Analisi dei carichi

3.1 Spalle

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della spalla.

Si sottolinea come tutti i contributi siano stati impostati in modo da massimizzare/minimizzare le azioni verticali, le azioni orizzontali longitudinali ed i momenti ribaltanti/stabilizzanti.

3.1.1 Contributi di impalcato

3.1.1.1 Pesì propri e permanenti portati Gk1 e Gk2 (Fasi 1 e 2a)

Per la valutazione del peso complessivo si è fatto riferimento alle sezioni nette dei vari elementi strutturali (trave e traversi), aggiungendo i contributi dei ringrossi valutati forfaitariamente secondo quanto riportato nella Tabella 3-1.

L calcolo, campata laterale 20.10 m

Il peso dei vari elementi strutturali in c.a. e c.a.p. (fase 1) è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³.

L'azione dei sovraccarichi permanenti verrà considerata in fase 2a.

La pavimentazione viene calcolata su uno spessore di 22 cm ossia con un'intensità pari a 4.40 kN/m².

Tabella 3-1 - Pesì propri e permanenti portati (Fasi 1 e 2a) – Spalla

PESI PROPRI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Travi esistenti	25	5	0.35	20.1		8.75	0	8.75	879.38
Traversi esistenti	25	5	0.2	10.3		5.00	0	5.00	257.50
Soletta esistente	25		2.38	20.1		59.6	0	59.60	1197.96
									2334.84 kN
Travi nuove	25	2	0.65	20.1		16.25	0	16.25	653.25
Traversi nuovi	25	2	0.213	3.52		5.325	0	5.33	37.49
Soletta nuova	25		1.30	20.1		32.50	0	32.50	653.25
									1343.99 kN
									3678.82 kN
PESI PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin,incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]
Cordoli laterali	25	2	0.105	20.1		2.625	0	2.625	105.53
Cordoli centrali	25	2	0.167	20.1		4.175	0	4.175	167.84
Veletta	25	2	0	20.1		0	0	0	0.00
Pavimentazione (20cm)				20.1	4.4	65.78	0	65.78	1322.18
Barriera + Rete				20.1		2	0	2	40.20
FOA / Maschera Laterale				20.1		1	0	1	20.10
Newjersey				20.1		6.2	0	6.2	124.62
									1780.46 kN
PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI (per impalcato)									5459.28 kN

3.1.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti in NTC-08, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5).

Dal momento che NTC-08 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura per i ponti, e dal momento che i criteri di base per il calcolo della temperatura dell'aria all'ombra portano a risultati univoci, si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, unitamente alle indicazioni della bozza di N.A.D.

Come già introdotto in § 2.1.1, l'effetto delle azioni termiche sulle spalle prevede solo la componente assiale uniforme e non il gradiente di temperatura.

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (EN 1991-1-5+N.A.D.):

Tmin	-15 °C
Tmax	+45 °C

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 3 (ponti in calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

Te,min	-7 °C
Te,max	+47 °C

Fissando la temperatura iniziale T0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$\Delta T_{N,comp}$	-22.0 °C
$\Delta T_{N,exp}$	+32.0 °C

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

ΔT_N	54.0 °C
--------------------	---------

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono:

$\epsilon_{contr} = \Delta T_{N,comp} \times \alpha =$	-2.20×10^{-4} -
$\epsilon_{exp} = \Delta T_{N,exp} \times \alpha =$	$+3.20 \times 10^{-4}$ -

a cui corrispondono le seguenti deformazioni termiche nette:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-4.42 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+6.43 mm

3.1.1.3 Carichi mobili Qk (Fase 3b)

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2, capp.4/5/NTC-08, cap. 5.1.3.3.5, con riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso di analisi dei carichi delle sottostrutture esistenti, la carreggiata, di larghezza utile pari a 14.95 m, è in grado di ospitare 4 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente ("remaining part") risulta pari a 2.95 m.

Ai fini del calcolo si adotta una ripartizione equivalente costituita da 3 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m e "remaining part" pari a 5.95 m.

Dall'altro lato, nel caso di nuove sottostrutture di ampliamento la carreggiata, di larghezza utile pari a 4.37 m, è in grado di ospitare 1 corsia di carico di larghezza convenzionale pari a 3.00 m. La parte rimanente risulta pari a 1.37 m.

Ai fini del calcolo sollecitazioni nella statica globale, si considera il Load Model 1, formato da carichi concentrati (TS) e distribuiti (UDL), posizionati su corsie convenzionali di carico di ampiezza massima pari a 3.00 m.

Le corsie verranno denominate secondo le convenzioni di norma, a partire dalla più "pesante", denominata "corsia 1".

Ai fini delle verifiche globali dell'impalcato si considera il carico TS e UDL, riferendo le rispettive intensità a quanto riportato in tabella.

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	q_{ik} (or q_{ik}) (kN/m ²)
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Sui marciapiedi si considera il modello di carico 5 (non contemplato da EN 1991-2), con valore di combinazione pari a 2.5 kN/m² (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV, EN 1991-2 tab. 4.4.a + N.A.D.).

Le varie condizioni di carico mobile si differenziano per la differente disposizione trasversale delle corsie di carico, quindi per il differente posizionamento longitudinale del veicolo TS, e per la segmentazione delle stese di carico UDL, in funzione della geometria della linea di influenza oggetto dello studio.

Come anticipato in § 2.1.1, i carichi mobili non prevedono diverse permutazioni laterali ma se ne sono sommati gli effetti delle varie corsie disponibili e sono stati uniformemente distribuiti sulla larghezza della spalla come gli altri tipi di carico.

Le ragioni massime del tandem system di carico TS sono state calcolate rispettivamente come se un asse fosse posizionato sull'allineamento degli appoggi e l'altro 1.20 m più all'interno; per il carico uniforme UDL si è disposto il carico su tutta la lunghezza dell'impalcato.

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3-2 e Tabella 3-3.

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostruttura esistente

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	corsia 3	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3,00	3,00	3,00	5,95	14,95
N. assi Tandem	2	2	2		
Q_{ik} [kN]	300	200	100		1200
Q_{ik} [kN/m]	9	2,5	2,5	2,5	56,875
	Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{rk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0			2,5	0

Tabella 3-3 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1 – Sottostruttura di ampliamento

Dimensioni carreggiata:					
Larghezza (B)	4.37 m				
Luce di calcolo (L)	20.1 m				
Larghezza spalla	6.8 m				
CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato					
SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2		Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	0.00		1.37	4.37
N. assi Tandem	2	0			
Q_{ik} [kN]	300	0			600
Q_{ik} [kN/m]	9	0		2.5	30.425
	Larghezza pedonabile cordoli [m]			q_{rk} [kN/m ²]	TOT.
FOLLA [kN/m]	0			2.5	0

3.1.1.4 Azioni di accelerazione/frenatura Q_{lk} (Fase 3b)

Per l'azione di accelerazione/frenatura si fa riferimento a quanto indicato in D.M. 2008, cap. 5.1.3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-2, 4.4.1.

Si ha pertanto:

$$Q_{lk} = 180 \text{ kN} < 0.6 \times (2 \times Q_{1k}) + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

cfr. NTC-08, eq. 5.1.4 / EN 1991-2, 4.4.1.(2)

dove:

Q_{1k}	300 kN
q_{1k}	9.00 kN/m ²
w_1	3.00 m
L	20.10 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 414.27 \text{ kN}$$

L'azione di frenatura si accompagna ai carichi da traffico, presi con il relativo valore frequente, a formare i carichi di Gruppo 2a (cfr. NTC-08, tab. 5.1.IV / EN 1991-2, tab. 4.4.a).

3.1.1.5 Inerzia sismica Ed

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

FORZE INERZIALI IMPALCATO

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10 %
T_R	949 anni
a_g	0,211 g
F_0	2,519
T_c^*	0,283 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1,60
S	1,60
C_c	2,350
T_B	0,22
T_C	0,66
T_D	2,44

Come anticipato in § 2.1.1, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente per l'accelerazione di picco al suolo e distribuita sulla larghezza della spalla:

$m_{IMPALCATO}$	543023,8 kg
% attrito	100 %
$F_{SISMICA}$	1801,49 kN
L_{SPALLA}	42,87 m
$F_{SISMICA}/m$	42,02 kN/m

3.1.1.6 Inclinazione impalcato

L'angolo di inclinazione tra asse della spalla e asse di tracciamento risulta essere pari a 35°, di conseguenza le azioni di frenatura e termica saranno scomposte nella componente longitudinale e trasversale (nulla).

3.1.2 Contributi del corpo spalla

3.1.2.1 Pesì propri Gk1

Il peso del corpo spalla in c.a. è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³ sulla base della geometria di calcolo.

Per il paramento esistente si è depurato il peso dei vuoti della spalla passante.

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla esistente

Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	29,08 m
L _{PLINTI}	29,08 m
L _{SPALLA (esistente)}	29,08 m
γ	25 kN/m ³
X _{G,PALIFICATA}	2,134 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0,532 m ²
L _{PARAGHIAIA}	29,08 m
X _{G,PARAGHIAIA}	0,95 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	6,93 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	5,28 m ²
L _{PARAMENTO}	29,08 m
X _{G,PARAMENTO}	1,6 m
Y _{G,PARAMENTO}	3,818 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	4,33 m ²
L _{PLINTO}	29,08 m
X _{G,PLINTO}	2,09 m
Y _{G,PLINTO}	0,52 m
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	29,08
P.P. Paraghiaia/metro	13,300 kN/m
P.P. Paramento/metro	132,00 kN/m
P.P. Plinto/metro	108,25 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	29,08 m	
Fx	386,76 kN	
Fx/metro	13,300 kN/m	

γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L _{SPALLA}	29,08 m	
Fx	4225,32 kN	
Fx/metro	145,30 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-0,82 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0,17 m	
My/metro	-33,35 kNm/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	29,08 m	
Fx	7373,23 kN	
Fx/metro	253,55 kN/m	
e _{x,PARAGHIAIA}	-1,18 m	
e _{x,PARAMENTO}	-0,53 m	
e _{x,PLINTO}	-0,04 m	
My/metro	-91,00 kNm/m	

Tabella 3-5 - Pesì propri spalla A in ampliamento

P.P. SPALLA AMPLIAMENTO	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	6.8 m
L _{PLINTI}	6.8 m
L _{SPALLA (esistente)}	6.8 m
γ	25 kN/m ³
X _{G,PALIFICATA}	2.285 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0.596 m ²
L _{PARAGHIAIA}	6.8 m
X _{G,PARAGHIAIA}	2.49 m
Y _{G,PARAGHIAIA}	6.785 m
<u>SPALLA paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	4.54 m ²

$L_{\text{PARAMENTO}}$	6.8 m
$X_{G,\text{PARAMENTO}}$	2.825 m
$Y_{G,\text{PARAMENTO}}$	3.92 m
SPALLA plinti paramenti	
N. paramenti	1
A_{media}	8.226 m ²
L_{PLINTO}	6.8 m
$X_{G,\text{PLINTO}}$	2.285 m
$Y_{G,\text{PLINTO}}$	0.9 m
γ	25 kN/m ³
L_{SPALLA}	6.8
P.P. Paraghiaia/metro	14.900 kN/m
P.P. Paramento/metro	113.50 kN/m
P.P. Plinto/metro	205.65 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L_{SPALLA}	6.55 m	
Fx	146.72 kN	
Fx/metro	22.400 kN/m	
γ	25 kN/m ³	PARAMENTO
L_{SPALLA}	6.80 m	
Fx	873.12 kN	
Fx/metro	128.40 kN/m	
$e_{x,\text{PARAGHIAIA}}$	-0.34 m	
$e_{x,\text{PARAMENTO}}$	0.00 m	
My/metro	-5.63 kNm/m	
γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L_{SPALLA}	6.80 m	
Fx	2271.54 kN	
Fx/metro	334.05 kN/m	
$e_{x,\text{PARAGHIAIA}}$	0.21 m	
$e_{x,\text{PARAMENTO}}$	0.54 m	
$e_{x,\text{PLINTO}}$	0.00 m	
My/metro	64.34 kNm/m	

Tabella 3-6 - Pesì propri spalla B in ampliamento

P.P. SPALLA AMPLIAMENTO	
Tipologia spalla	Continua
N. paramenti	1
L _{PARAMENTO}	6.8 m
L _{PLINTI}	6.8 m
L _{SPALLA (esistente)}	6.8 m
γ	25 kN/m ³
X _{G, PALIFICATA}	2.61 m
<u>SPALLA paraghiaia</u>	
A (Area)	0.588 m ²
L _{PARAGHIAIA}	6.8 m
X _{G, PARAGHIAIA}	3.29 m
Y _{G, PARAGHIAIA}	1.935 m
<u>SPALLA plinti paramenti</u>	
N. paramenti	1
A _{media}	4.992 m ²
L _{PLINTO}	6.8 m
X _{G, PLINTO}	2.08 m
Y _{G, PLINTO}	0.6 m
γ	25 kN/m ³
L _{SPALLA}	6.8
P.P. Paraghiaia/metro	14.700 kN/m
P.P. Plinto/metro	124.80 kN/m

γ	25 kN/m ³	PARAGHIAIA
L _{SPALLA}	6.80 m	
F _X	99.96 kN	
F _X /metro	14.700 kN/m	

γ	25 kN/m ³	INTRADOSSO FONDAZIONE
L _{SPALLA}	6.80 m	
F _X	948.60 kN	
F _X /metro	139.50 kN/m	
e _{x, PARAGHIAIA}	0.68 m	
e _{x, PLINTO}	-0.53 m	
My/metro	-56.15 kNm/m	

3.1.2.2 Spinta delle terre Gk,ep

Le spinte delle terre vengono valutate secondo i due approcci previsti dalla Normativa, ossia con parametri del terreno caratteristici (M1) e ridotti (M2) (v. Tabella 3-5).

Tabella 3-7 - Parametri del terreno M1 e M2

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	$\text{tg}(\phi_k)$	γ_{M2}	$\text{tg}(\phi_{d2})$	ϕ_{d2} [rad]	ϕ_{d2} [°]
35	0,61	0,70	1,25	0,56	0,51	29,26

La spinta delle terre a monte in condizioni statiche è stata valutata per le spalle esistenti come funzione della spinta attiva, mentre per le spalle in ampliamento è funzione della spinta a riposo.

Per la spalla esistente valutiamo quanto segue.

Tabella 3-8 - Spinta delle terre a monte - Spalla esistente

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI			
M1	M2		
K_a	0,271	K_a	0,343
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L_{SPALLA}	29,08 m	L_{SPALLA}	29,08 m
$H_{spingente}$	7,58 m	$H_{spingente}$	7,58 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m
$H_{PARAMENTO}$	5,08 m	$H_{PARAMENTO}$	5,08 m
H_{PLINTO}	1,2 m	H_{PLINTO}	1,2 m
$H_{media(spalla)}$	7,58 m	$H_{media(spalla)}$	7,58 m
$B_{terreno\ imbarcato}$	1,2 m	$B_{terreno\ imbarcato}$	1,2 m
θ	35 °	θ	35 °
$X_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	0,534 m	$X_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	0,534 m
$Y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	3,878 m	$Y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	3,878 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2,134 m	$X_{G,PALIFICATA}$	2,134 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	29,08 m	$L_{PARAGHIAIA}$	29,08 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	0,00 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	0,00 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6,93 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6,93 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	109,09 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	138,26 kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	6,71 m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	6,71 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	29,08 m	$L_{PARAMENTO}$	29,08 m
$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	29,08 m	$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	29,08 m

H _{PARAMENTO}	5,08 m
S _{1,PARAMENTO}	852,61 kN
Y _{S1,PARAMENTO}	3,74 m
S _{2,PARAMENTO}	1665,86 kN
Y _{S2,PARAMENTO}	2,89 m
<u>Plinto</u>	
N _{PLINTO}	1 -
L _{PLINTO}	29,08 m
L _{SPINTA,PLINTO}	29,08 m
H _{PLINTO}	1,2 m
S _{1,PLINTO}	988,43 kN
Y _{S1,PLINTO}	0,60 m
S _{2,PLINTO}	92,96 kN
Y _{S2,PLINTO}	0,40 m

H _{PARAMENTO}	5,08 m
S _{1,PARAMENTO}	1080,56 kN
Y _{S1,PARAMENTO}	3,74 m
S _{2,PARAMENTO}	2111,25 kN
Y _{S2,PARAMENTO}	2,89 m
<u>Plinto</u>	
N _{PARAMENTI}	1 -
L _{PARAMENTI}	29,08 m
L _{SPINTA,PLINTO}	29,08 m
H _{PARAMENTI}	1,2 m
S _{1,PARAMENTI}	1252,69 kN
Y _{S1,PARAMENTI}	0,60 m
S _{2,PARAMENTI}	117,81 kN
Y _{S2,PARAMENTI}	0,40 m

INTRADOSSO FONDAZIONE

F _{YSPINTA}	3708,95 kN	F _{YSPINTA}	4700,57 kN
M _{ZSPINTA}	9371,27 kNm	M _{ZSPINTA}	11876,77 kNm
F _{Xterreno imbarcato}	4452,73 kN	F _{Xterreno imbarcato}	4452,73 kN
M _{Zterreno imbarcato}	-7124,37 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-7124,37 kNm
L _{SPALLA}	29,08 m	L _{SPALLA}	29,08 m
F _{YSPINTA/metro}	127,54 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	161,64 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	322,26 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	408,42 kNm/m
F _{Xterreno imbarcato/metro}	153,12 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	153,12 kN/m
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-244,99 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-244,99 kNm/m

BASE PARAGHIAIA

F _{YSPINTA}	109,09 kN	F _{YSPINTA}	138,26 kN
M _{ZSPINTA}	47,27 kNm	M _{ZSPINTA}	59,91 kNm
L _{SPALLA}	29,08 m	L _{SPALLA}	29,08 m
F _{YSPINTA/metro}	3,75 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	4,75 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	1,63 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	2,06 kNm/m

BASE PARAMENTO

F _{YSPINTA}	2627,57 kN	F _{YSPINTA}	3330,07 kN
M _{ZSPINTA}	5587,96 kNm	M _{ZSPINTA}	7081,95 kNm
L _{SPALLA}	29,08 m	L _{SPALLA}	29,08 m
F _{YSPINTA/metro}	90,36 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	114,51 kN/m
M _{ZSPINTA/metro}	192,16 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	243,53 kNm/m

La spinta della porzione del terreno a valle è valutata come funzione della spinta a riposo.

Tabella 3-9 - Spinta delle terre a valle - Spalla esistente

SPINTA STATICA TERRENO DI VALLE SPALLE ESISTENTI				
M1			M2	
γ	20 kN/m ³		γ	20 kN/m ³
A _{terreno imbarcato VALLE}	5,17 m ²		A _{terreno imbarcato}	5,17 m ²
X _{G,terreno imbarcato VALLE}	3,29 m		X _{G,terreno imbarcato VALLE}	3,29 m
X _{G,PALIFICATA}	2,134 m		X _{G,PALIFICATA}	2,134 m
N _{PLINTO}	1		N _{PLINTO}	1
L _{PLINTO}	29,08 m		L _{PLINTO}	29,08 m
F _{Xterreno imbarcato VALLE}	3006,87 kN	INTRAD. FOND.	F _{Xterreno imbarcato VALLE}	3006,87 kN
M _{Zterreno imbarcato VALLE}	3475,94 kNm		M _{Zterreno imbarcato VALLE}	3475,94 kNm
L _{SPALLA}	29,08 m		L _{SPALLA}	29,08 m
F _{Xterreno imbarcato VALLE/metro}	103,40 kN/m		F _{Xterreno imbarcato VALLE/metro}	103,40 kN/m
M _{Zterreno imbarcato VALLE/metro}	119,53 kNm/m		M _{Zterreno imbarcato VALLE/metro}	119,53 kNm/m

Spinta passiva del terreno a valle.

Contributo di resistenza passiva

Φ valle (M1)	25 °
Φ valle (M2)	20,46 °
H _{passiva valle}	3,5 m
γ valle	20 kN/mc
K _p (M1)	2,464
K _p (M2)	2,075
fattore di riduzione	0,5
S valle (M1)	147,62 kN/m
S valle (M2)	124,30 kN/m
Θ	12
Stot meta ponte (M1)	2162,59 kN
Stot meta ponte (M2)	1820,92 kN

Analogamente per la spalla in ampliamento.

Tabella 3-10 - Spinta delle terre a monte – Spalla A in ampliamento

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
K_0	0.426	K_0	0.511
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L_{SPALLA}	6.80 m	L_{SPALLA}	6.80 m
$H_{spingente}$	7.53 m	$H_{spingente}$	7.53 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m
$H_{PARAMENTO}$	4.24	$H_{PARAMENTO}$	4.24
H_{PLINTO}	1.8 m	H_{PLINTO}	1.8 m
$H_{media(spalla)}$	7.53 m	$H_{media(spalla)}$	7.53 m
$B_{terreno imbarcato}$	2.29 m	$B_{terreno imbarcato}$	2.29 m
θ	35 °	θ	35 °
$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1.145 m	$X_{G,terreno imbarcato MONTE}$	1.145 m
$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	4.665 m	$Y_{G,terreno imbarcato MONTE}$	4.665 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.285 m	$X_{G,PALIFICATA}$	2.285 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6.785 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	6.785 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	52.73 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	63.23 kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	6.54 m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	6.54 m
<u>Paramento</u>		<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1	$N_{PARAMENTO}$	1
$L_{PARAMENTO}$	6.8 m	$L_{PARAMENTO}$	6.8 m
$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	6.8 m	$L_{SPINTA,PARAMENTO}$	6.8 m
$H_{PARAMENTO}$	4.24 m	$H_{PARAMENTO}$	4.24 m
$S_{1,PARAMENTO}$	300.12 kN	$S_{1,PARAMENTO}$	359.85 kN
$Y_{S1,PARAMENTO}$	3.92 m	$Y_{S1,PARAMENTO}$	3.92 m
$S_{2,PARAMENTO}$	427.02 kN	$S_{2,PARAMENTO}$	512.00 kN
$Y_{S2,PARAMENTO}$	3.21 m	$Y_{S2,PARAMENTO}$	3.21 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m

L _{SPINTA,PLINTO}	6.8 m	L _{SPINTA,PLINTO}	6.8 m
H _{PLINTO}	1.8 m	H _{PLINTO}	1.8 m
S _{1,PLINTO}	489.97 kN	S _{1, PLINTO}	587.48 kN
Y _{S1,PLINTO}	0.90 m	Y _{S1,PLINTO}	0.90 m
S _{2,PLINTO}	76.96 kN	S _{2,PLINTO}	92.27 kN
Y _{S2,PLINTO}	0.60 m	Y _{S2,PLINTO}	0.60 m

F _{YSPINTA}	1346.80 kN	F _{YSPINTA}	1614.83 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
M _{ZSPINTA}	3380.48 kNm	M _{ZSPINTA}	4053.23 kNm	
F _{Xterreno imbarcato}	1784.55 kN	F _{Xterreno imbarcato}	1784.55 kN	
M _{Zterreno imbarcato}	-2034.39 kNm	M _{Zterreno imbarcato}	-2034.39 kNm	
L _{SPALLA}	6.80 m	L _{SPALLA}	6.80 m	
F _{YSPINTA/metro}	198.06 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	237.48 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	497.13 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	596.06 kNm/m	
F _{Xterreno imbarcato/metro}	262.43 kN/m	F _{Xterreno imbarcato/metro}	262.43 kN/m	
M _{Zterreno imbarcato/metro}	-299.17 kNm/m	M _{Zterreno imbarcato/metro}	-299.17 kNm/m	

F _{YSPINTA}	52.73 kN	F _{YSPINTA}	63.23 kN	BASE PARAGHIAIA
M _{ZSPINTA}	26.19 kNm	M _{ZSPINTA}	31.40 kNm	
L _{SPALLA}	6.80 m	L _{SPALLA}	6.80 m	
F _{YSPINTA/metro}	7.75 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	9.30 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	3.85 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	4.62 kNm/m	

F _{YSPINTA}	779.87 kN	F _{YSPINTA}	935.08 kN	BASE PARAMENTO
M _{ZSPINTA}	1489.56 kNm	M _{ZSPINTA}	1786.00 kNm	
L _{SPALLA}	6.80 m	L _{SPALLA}	6.80 m	
F _{YSPINTA/metro}	114.69 kN/m	F _{YSPINTA/metro}	137.51 kN/m	
M _{ZSPINTA/metro}	219.05 kNm/m	M _{ZSPINTA/metro}	262.65 kNm/m	

Tabella 3-11 - Spinta delle terre a monte – Spalla B di ampliamento

SPINTA STATICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
K ₀	0.426	K ₀	0.511
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
L _{SPALLA}	6.80 m	L _{SPALLA}	6.80 m
H _{spingente}	2.67 m	H _{spingente}	2.67 m
H _{PARAGHIAIA}	1.47 m	H _{PARAGHIAIA}	1.47 m

H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$H_{media(spalla)}$	2.67 m	$H_{media(spalla)}$	2.67 m
$B_{terreno\ imbarcato}$	3.09 m	$B_{terreno\ imbarcato}$	3.09 m
θ	35 °	θ	35 °
$X_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	1.545 m	$X_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	1.545 m
$Y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	1.935 m	$Y_{G,terreno\ imbarcato\ MONTE}$	1.935 m
$X_{G,PALIFICATA}$	2.61 m	$X_{G,PALIFICATA}$	2.61 m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.47 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.47 m
$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN	$S_{1,PARAGHIAIA}$	0.00 kN
$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	1.935 m	$Y_{S1,PARAGHIAIA}$	1.935 m
$S_{2,PARAGHIAIA}$	51.33 kN	$S_{2,PARAGHIAIA}$	61.54 kN
$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	1.69 m	$Y_{S2,PARAGHIAIA}$	1.69 m
<u>Plinto</u>		<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m
$L_{SPINTA,PLINTO}$	6.8 m	$L_{SPINTA,PLINTO}$	6.8 m
H_{PLINTO}	1.2 m	H_{PLINTO}	1.2 m
$S_{1,PLINTO}$	83.80 kN	$S_{1, PLINTO}$	100.48 kN
$Y_{S1,PLINTO}$	0.60 m	$Y_{S1,PLINTO}$	0.60 m
$S_{2,PLINTO}$	34.20 kN	$S_{2,PLINTO}$	41.01 kN
$Y_{S2,PLINTO}$	0.40 m	$Y_{S2,PLINTO}$	0.40 m

$F_{YSPINTA}$	169.33 kN	$F_{YSPINTA}$	203.03 kN	INTRADOSSO FONDAZIONE
$M_{ZSPINTA}$	150.70 kNm	$M_{ZSPINTA}$	180.70 kNm	
$F_{Xterreno\ imbarcato}$	617.75 kN	$F_{Xterreno\ imbarcato}$	617.75 kN	
$M_{Zterreno\ imbarcato}$	-657.91 kNm	$M_{Zterreno\ imbarcato}$	-657.91 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{YSPINTA}/metro$	24.90 kN/m	$F_{YSPINTA}/metro$	29.86 kN/m	
$M_{ZSPINTA}/metro$	22.16 kNm/m	$M_{ZSPINTA}/metro$	26.57 kNm/m	
$F_{Xterreno\ imbarcato}/metro$	90.85 kN/m	$F_{Xterreno\ imbarcato}/metro$	90.85 kN/m	
$M_{Zterreno\ imbarcato}/metro$	-96.75 kNm/m	$M_{Zterreno\ imbarcato}/metro$	-96.75 kNm/m	

$F_{YSPINTA}$	51.33 kN	$F_{YSPINTA}$	61.54 kN	BASE PARAGHIAIA
$M_{ZSPINTA}$	25.15 kNm	$M_{ZSPINTA}$	30.16 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{YSPINTA}/metro$	7.55 kN/m	$F_{YSPINTA}/metro$	9.05 kN/m	
$M_{ZSPINTA}/metro$	3.70 kNm/m	$M_{ZSPINTA}/metro$	4.43 kNm/m	

3.1.2.3 Sovraccarico accidentale a tergo spalla

L'azione del sovraccarico accidentale a tergo spalla valutata convenzionalmente in 20.0 kN/m^2 è applicata con coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda che sia applicata alla spalla esistente o in ampliamento.

Si valuta anche l'effetto del carico verticale da 20 kN/m^2 sulla suola di monte.

Tabella 3-12 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla esistente

M1			M2	
k_a	0,271		k_a	0,343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m^2		Q_{TRAFFICO}	20 kN/m^2
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,3 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1,3 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	29,08 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	29,08 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1		$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	5,08 m		$H_{\text{PARAMENTO}}$	5,08 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	29,08 m		$L_{\text{PARAMENTO}}$	29,08 m
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1,2 m		H_{PLINTO}	1,2 m
L_{PLINTO}	29,08 m		L_{PLINTO}	29,08 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	1,22 m		$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	1,22 m
L_{SPALLA}	29,08 m		L_{SPALLA}	29,08 m
H_{SPALLA}	7,58 m		H_{SPALLA}	6,00 m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	978,61 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	1240,26 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	709,55 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	709,55 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	33,65 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	42,65 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	127,54 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	161,64 kNm
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	24,40 kN/m		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	24,40 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-37,19 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-37,19 kNm/m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	167,84 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	212,71 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	5,77 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	7,31 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	3,75 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	4,75 kNm

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	823,69 kN	PARAMENTO	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	1043,91 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	28,32 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	35,90 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	90,36 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	114,51 kNm

Tabella 3-13 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla – Spalla A di ampliamento

M1		M2	
k_a	0.271	k_a	0.343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²	Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.49 m	$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.49 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.8 m	$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.8 m
$N_{\text{PARAMENTO}}$	1	$N_{\text{PARAMENTO}}$	1
$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.24 m	$H_{\text{PARAMENTO}}$	4.24 m
$L_{\text{PARAMENTO}}$	6.8 m	$L_{\text{PARAMENTO}}$	6.8 m
N_{PLINTO}	1	N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1.8 m	H_{PLINTO}	1.8 m
L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	2.29 m	$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	2.29 m
L_{SPALLA}	6.80 m	L_{SPALLA}	6.8 m
H_{SPALLA}	7.53 m	H_{SPALLA}	6.00 m

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	227.33 kN	INTRAD. FOND.	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	288.11 kN
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	311.44 kN		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	311.4 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	33.43 kN/m		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	4 kN
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	125.87 kNm/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	42.37 kN/m
$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	45.80 kN/m			159.5
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-52.21 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	2 kNm
		$F_{X\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	45.80 kN/m	
		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-52.21 kNm/m	

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	44.98 kN	PARAGHIAIA	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	57.01 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	6.62 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	8.38 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	4.93 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	6.25 kNm

$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	172.99 kN	PARAMENTO	$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	219.24 kN
$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	25.44 kN/m		$F_{Y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	32.24 kN/m
$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	72.88 kNm/m		$M_{Z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	92.37 kNm

Tabella 3-14 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla – Spalla B di ampliamento

M1			M2	
k_a	0.271		k_a	0.343
Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²		Q_{TRAFFICO}	20 kN/m ²
$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.47 m		$H_{\text{PARAGHIAIA}}$	1.47 m
$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.8 m		$L_{\text{PARAGHIAIA}}$	6.8 m
N_{PLINTO}	1		N_{PLINTO}	1
H_{PLINTO}	1.2 m		H_{PLINTO}	1.2 m
L_{PLINTO}	6.8 m		L_{PLINTO}	6.8 m
$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.09 m		$B_{\text{TERRENO IMBARCATO}}$	3.09 m
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.8 m
H_{SPALLA}	2.67 m		H_{SPALLA}	6.00 m
$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	80.61 kN	INTRAD. FOND.	$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	102.16 kN
$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	420.24 kN		$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	420.24 kN
$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	11.85 kN/m		$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	15.02 kN/m
$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	15.82 kNm/m		$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	20.06 kNm
$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	61.80 kN/m		$F_{x\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	61.80 kN/m
$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-65.82 kNm/m		$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	-65.82 kNm/m
$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	44.38 kN	PARAGHIAIA	$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO}}$	56.24 kN
$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	6.53 kN/m		$F_{y\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	8.27 kN/m
$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	4.80 kNm/m		$M_{z\text{SOVRACC. TRAFFICO/metro}}$	6.08 kNm

3.1.2.4 Inerzia sismica corpo spalla**FORZE INERZIALI SPALLA**

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

Probabilità di superamento	10 %
T_R	949 anni
a_g	0,211 g
F_0	2,519
T_c^*	0,283 s
Categoria suolo	D
Categoria topografica	T1
S_t	1
S_s	1,60
S	1,60
C_c	2,35
T_B	0,22
T_C	0,66
T_D	2,44

Tabella 3-15 – Inerzia sismica - Spalla esistente

Massa	751603,87 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	2493,46 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	2,62 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	6527,88 kNm	
L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	85,74 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	224,48 kNm/m	

Massa	39425,48 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	130,79 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0,65 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	85,02 kNm	
L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	4,50 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	2,92 kNm/m	

Massa paraghiaia	39425,48 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	391290,52 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	1428,91 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	5,73 m	
$y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	2,62 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	4147,92 kNm	

L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	49,14 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	142,64 kNm/m	

Tabella 3-16 – Inerzia sismica – Spalla A di ampliamento

Massa	231553.52 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	768.18 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	2.19 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	1682.32 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	112.97 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	247.40 kNm/m	

Massa	10328.24 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{Y_{SISMICA}}$	34.26 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.75 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	25.53 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	5.04 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	3.75 kNm/m	

Massa paraghiaia	10328.24 kg	BASE PARAMENTO
Massa paramento	78674.82 kg	
$F_{Y_{SISMICA}}$	295.27 kN	
$y_{G,PARAGHIAIA}$ (rispetto alla sezione di verifica)	4.99 m	
$y_{G,PARAMENTO}$ (rispetto alla sezione di verifica)	2.12 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	724.14 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	43.42 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	106.49 kNm/m	

Tabella 3-17 – Inerzia sismica – Spalla B di ampliamento

Massa	96697.25 kg	INTRADOSSO FONDAZIONE
$F_{Y_{SISMICA}}$	320.80 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.74 m	
$M_{Z_{SISMICA}}$	237.39 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	47.18 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	34.91 kNm/m	

Massa	10189.60 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	33.80 kN	
y_G (rispetto alla sezione di verifica)	0.74 m	
$M_{SISMICA}$	24.85 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{SISMICA}/metro$	4.97 kN/m	
$M_{SISMICA}/metro$	3.65 kNm/m	

3.1.2.5 Inerzia sismica terreno imbarcato

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno sono i medesimi considerati nel capitolo precedente.

Tabella 3-18 – Inerzia sismica terreno imbarcato - Spalla esistente

Massa terreno imbarcato	453897,00 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	1505,81 kN	
y_G	3,88 m	
$M_{SISMICA}$	5839,54 kNm	
L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{SISMICA}/metro$	51,78 kN/m	
$M_{SISMICA}/metro$	200,81 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	453897,00 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	1505,81 kN	
y_G	2,68 m	
$M_{SISMICA}$	4032,57 kNm	
L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{SISMICA}/metro$	51,78 kN/m	
$M_{SISMICA}/metro$	138,67 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	30828,95 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	102,28 kN	
y_G	0,65 m	
$M_{SISMICA}$	66,48 kNm	
L_{SPALLA}	29,08 m	
$F_{SISMICA}/metro$	3,52 kN/m	
$M_{SISMICA}/metro$	2,29 kNm/m	

Tabella 3-19 – Inerzia sismica terreno imbarcato – Spalla A di ampliamento

Massa terreno imbarcato	181911.44 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	494.35 kN	
Y_G	4.67 m	
$M_{SISMICA}$	2306.16 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	72.70 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	339.14 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	47303.32 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	128.55 kN	
Y_G	0.75 m	
$M_{SISMICA}$	95.77 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	18.90 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	14.08 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	181911.44 kg	BASE PARAMENTO
$F_{SISMICA}$	494.35 kN	
Y_G	2.87 m	
$M_{SISMICA}$	1416.32 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	72.70 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	208.28 kNm/m	

Tabella 3-20 – Inerzia sismica terreno imbarcato – Spalla B di ampliamento

Massa terreno imbarcato	62971.74 kg	INTRAD. FONDAZIONE
$F_{SISMICA}$	171.13 kN	
Y_G	1.94 m	
$M_{SISMICA}$	331.13 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	25.17 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	48.70 kNm/m	

Massa terreno imbarcato	62971.74 kg	BASE PARAGHIAIA
$F_{SISMICA}$	171.13 kN	
Y_G	0.74 m	
$M_{SISMICA}$	125.78 kNm	
L_{SPALLA}	6.80 m	
$F_{Y_{SISMICA}}/metro$	25.17 kN/m	
$M_{Z_{SISMICA}}/metro$	48.70 kNm/m	

Mz_{SISMICA}/metro

18.50 kNm/m

3.1.2.6 Sovrappinta sismica terreno imbarcato

L'incremento sismico della spinta delle terre è valutato come differenza tra la spinta delle terre secondo Mononobe-Okabe e la spinta attiva valutata secondo la teoria di Rankine.

Coefficiente di spinta sismico secondo Mononobe-Okabe

$$K_{a,e} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\beta + \delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \varepsilon)}} \right]^2}$$

Coefficiente di spinta attiva secondo Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

ϕ_k [°]	ϕ_k [rad]	tg(ϕ_k)	γ_{M2}	tg(ϕ_{d2})	ϕ_{d2} [rad]	ϕ_{d2} [°]
35	0,61	0,70	1,25	0,56	0,51	29,26

Tabella 3-21 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE ESISTENTI						
M1			M2			
H _{media(spalla)}	7,58	m	H _{media(spalla)}	7,58	m	
γ	20	kN/m ³	γ	20	kN/m ³	
K _a	0,271		K _a	0,343		
k _h	0,338		k _h	0,338		
k _v	0,169		k _v	0,169		
θ	16,13	°	θ	16,13	°	
α	90	°	α	90	°	
β	0	°	β	0	°	
δ	0	°	δ	0	°	
K _{a,e}	0,468		K _{a,e}	0,573		
S _e	314,59	kN	S _e	384,58	kN	
S _a	155,70	kN/m	S _a	197,33	kN/m	
ΔS	130,16	kN/m	ΔS	153,38	kN/m	
q _{ΔS}	17,17	kN/m/m	q _{ΔS}	20,24	kN/m/m	

<u>Paraghiaia</u>			<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	29,08 m		$L_{PARAGHIAIA}$	29,08 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m		$H_{PARAGHIAIA}$	1,3 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	649,14 kN		$S_{e,PARAGHIAIA}$	764,97 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	6,93 m		$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	6,93 m
<u>Paramento</u>			<u>Paramento</u>	
$N_{PARAMENTO}$	1 -		$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	29,1 m		$L_{PARAMENTO}$	29,08 m
$H_{PARAMENTO}$	5,08 m		$H_{PARAMENTO}$	5,08 m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	2536,64 kN		$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	2989,28 kN
$Y_{Se,PARAMENTO}$	3,74 m		$Y_{Se,PARAMENTO}$	3,74 m
<u>Plinto</u>			<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1 -		N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	29,1 m		L_{PLINTO}	29,08 m
H_{PLINTO}	1,2 m		H_{PLINTO}	1,2 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	599,21 kN		$\Delta S_{e,PLINTO}$	706,13 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0,6 m		$Y_{Se,PLINTO}$	0,6 m
$Fy_{\Delta Se}$	3784,98 kN	INTRAD. FONDAZ.	$Fy_{\Delta Se}$	4460,39 kN
$Mz_{\Delta Se}$	14345,07 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	16904,87 kNm
L_{SPALLA}	29,08 m		L_{SPALLA}	29,08 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	130,16 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	153,38 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	493,30 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	581,32 kNm/m
$Fy_{\Delta Se}$	649,14 kN	PARAGHIAIA	$Fy_{\Delta Se}$	764,97 kN
$Mz_{\Delta Se}$	421,94 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	497,23 kNm
L_{SPALLA}	29,08 m		L_{SPALLA}	29,08 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	22,32 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	26,31 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	14,51 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	17,10 kNm/m
$Fy_{\Delta Se}$	3185,77 kN	PARAMENTO	$Fy_{\Delta Se}$	3754,26 kN
$Mz_{\Delta Se}$	10162,62 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	11976,08 kNm
L_{SPALLA}	29,08 m		L_{SPALLA}	29,08 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	109,55 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	129,10 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	349,47 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	411,83 kNm/m

Tabella 3-22 - Sovrappinta sismica – Spalla A in ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO							
M1				M2			
$H_{media(spalla)}$	7.53 m	$H_{media(spalla)}$	7.53 m	$H_{media(spalla)}$	7.53 m	$H_{media(spalla)}$	7.53 m
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
K_a	0.271	K_a	0.343	K_a	0.343	K_a	0.343
k_h	0.338	k_h	0.338	k_h	0.338	k_h	0.338
k_v	0.169	k_v	0.169	k_v	0.169	k_v	0.169
θ	16.13 °	θ	16.13 °	θ	16.13 °	θ	16.13 °
α	90 °	α	90 °	α	90 °	α	90 °
β	0 °	β	0 °	β	0 °	β	0 °
δ	0 °	δ	0 °	δ	0 °	δ	0 °
$K_{a,e}$	0.468	$K_{a,e}$	0.573	$K_{a,e}$	0.573	$K_{a,e}$	0.573
S_e	310.46 kN	S_e	379.52 kN	S_e	379.52 kN	S_e	379.52 kN
S_a	153.65 kN/m	S_a	194.73 kN/m	S_a	194.73 kN/m	S_a	194.73 kN/m
ΔS	128.45 kN/m	ΔS	151.37 kN/m	ΔS	151.37 kN/m	ΔS	151.37 kN/m
$q_{\Delta S}$	17.06 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	20.10 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	20.10 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	20.10 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>				<u>Paraghiaia</u>			
$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m
$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m	$H_{PARAGHIAIA}$	1.49 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	172.83 kN	$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	203.67 kN	$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	203.67 kN	$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	203.67 kN
$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6.785 m	$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6.785 m	$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6.785 m	$\gamma_{Se,PARAGHIAIA}$	6.785 m
<u>Paramento</u>				<u>Paramento</u>			
$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -	$N_{PARAMENTO}$	1 -
$L_{PARAMENTO}$	6.8 m	$L_{PARAMENTO}$	6.8 m	$L_{PARAMENTO}$	6.8 m	$L_{PARAMENTO}$	6.8 m
$H_{PARAMENTO}$	4.24 m	$H_{PARAMENTO}$	4.24 m	$H_{PARAMENTO}$	4.24 m	$H_{PARAMENTO}$	4.24 m
$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	491.81 kN	$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	579.57 kN	$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	579.57 kN	$\Delta S_{e,PARAMENTO}$	579.57 kN
$\gamma_{Se,PARAMENTO}$	3.92 m	$\gamma_{Se,PARAMENTO}$	3.92 m	$\gamma_{Se,PARAMENTO}$	3.92 m	$\gamma_{Se,PARAMENTO}$	3.92 m
<u>Plinto</u>				<u>Plinto</u>			
N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -	N_{PLINTO}	1 -
L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m	L_{PLINTO}	6.8 m
H_{PLINTO}	1.8 m	H_{PLINTO}	1.8 m	H_{PLINTO}	1.8 m	H_{PLINTO}	1.8 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	208.79 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	246.05 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	246.05 kN	$\Delta S_{e,PLINTO}$	246.05 kN
$\gamma_{Se,PLINTO}$	0.9 m	$\gamma_{Se,PLINTO}$	0.9 m	$\gamma_{Se,PLINTO}$	0.9 m	$\gamma_{Se,PLINTO}$	0.9 m

$F_{y\Delta Se}$	873.43 kN	INTRAD. FONDAZ.	$F_{y\Delta Se}$	1029.29 kN
$M_{z\Delta Se}$	3288.47 kNm		$M_{z\Delta Se}$	3875.29 kNm
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.80 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	128.45 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	151.37 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	483.60 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	569.89 kNm/m
$F_{y\Delta Se}$	172.83 kN	PARAGHIAIA	$F_{y\Delta Se}$	203.67 kN
$M_{z\Delta Se}$	128.76 kNm		$M_{z\Delta Se}$	151.74 kNm
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.80 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	25.42 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	29.95 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	18.94 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	22.31 kNm/m
$F_{y\Delta Se}$	664.64 kN	PARAMENTO	$F_{y\Delta Se}$	783.25 kN
$M_{z\Delta Se}$	1904.21 kNm		$M_{z\Delta Se}$	2244.00 kNm
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.80 m
$F_{y\Delta Se}/metro$	97.74 kN/m		$F_{y\Delta Se}/metro$	115.18 kN/m
$M_{z\Delta Se}/metro$	280.03 kNm/m		$M_{z\Delta Se}/metro$	330.00 kNm/m

Tabella 3-23 - Sovrappinta sismica – Spalla B in ampliamento

SOVRASPINTA SISMICA TERRENO DI MONTE SPALLE DI AMPLIAMENTO			
M1		M2	
$H_{media(spalla)}$	2.67 m	$H_{media(spalla)}$	2.67 m
γ	20 kN/m ³	γ	20 kN/m ³
K_a	0.271	K_a	0.343
k_h	0.338	k_h	0.338
k_v	0.169	k_v	0.169
θ	16.13 °	θ	16.13 °
α	90 °	α	90 °
β	0 °	β	0 °
δ	0 °	δ	0 °
$K_{a,e}$	0.468	$K_{a,e}$	0.573
S_e	39.03 kN	S_e	47.72 kN
S_a	19.32 kN/m	S_a	24.48 kN/m
ΔS	16.15 kN/m	ΔS	19.03 kN/m
$q_{\Delta S}$	6.05 kN/m/m	$q_{\Delta S}$	7.13 kN/m/m
<u>Paraghiaia</u>		<u>Paraghiaia</u>	
$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m	$L_{PARAGHIAIA}$	6.8 m

$H_{PARAGHIAIA}$	1.47 m
$\Delta S_{e,PARAGHIAIA}$	60.46 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1.935 m
<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	6.8 m
H_{PLINTO}	1.2 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	49.36 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0.6 m

$H_{PARAGHIAIA}$	1.47 m
$S_{e,PARAGHIAIA}$	71.25 kN
$Y_{Se,PARAGHIAIA}$	1.935 m
<u>Plinto</u>	
N_{PLINTO}	1
L_{PLINTO}	6.8 m
H_{PLINTO}	1.2 m
$\Delta S_{e,PLINTO}$	58.16 kN
$Y_{Se,PLINTO}$	0.6 m

$Fy_{\Delta Se}$	109.82 kN	INTRAD. FONDAZ.	$Fy_{\Delta Se}$	129.41 kN
$Mz_{\Delta Se}$	146.60 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	172.76 kNm
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.80 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	16.15 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	19.03 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	21.56 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	25.41 kNm/m
$Fy_{\Delta Se}$	60.46 kN	PARAGHIAIA	$Fy_{\Delta Se}$	71.25 kN
$Mz_{\Delta Se}$	44.44 kNm		$Mz_{\Delta Se}$	52.37 kNm
L_{SPALLA}	6.80 m		L_{SPALLA}	6.80 m
$Fy_{\Delta Se}/metro$	8.89 kN/m		$Fy_{\Delta Se}/metro$	10.48 kN/m
$Mz_{\Delta Se}/metro$	6.54 kNm/m		$Mz_{\Delta Se}/metro$	7.70 kNm/m

Cautelativamente non si valuta una sovraspinta sismica di valle.

Le inerzie sismiche del corpo spalla e del terreno portato a monte sono valutate come:

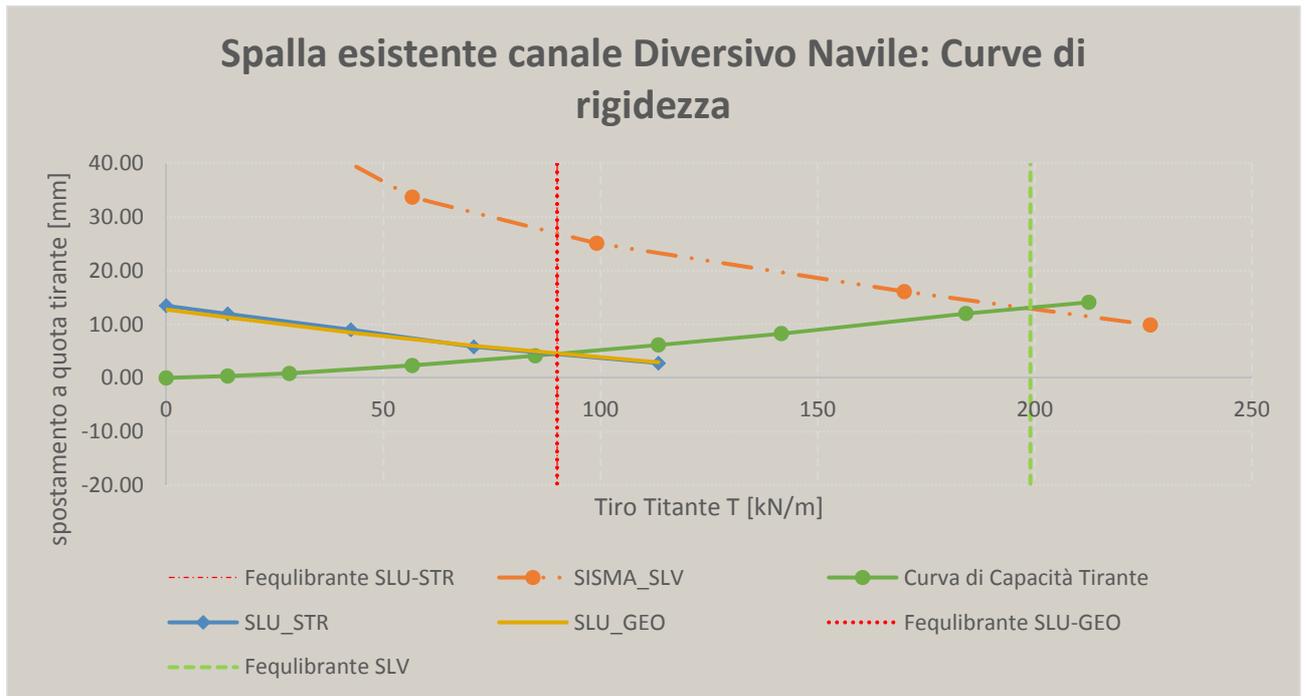
$$Fh_INERZIA = massa [kg] \times ag [m/s^2] \times S [-]$$

3.1.2.7 Azione equilibrante dei tiranti a tergo spalla esistente

L'azione dei tiranti a tergo spalla esistente è valutata sulla base delle curve caratteristiche del corpo spalla e del sistema di tiranti a monte.

Per il corpo spalla e per il sistema di tiranti, tali curve di capacità diagrammano rispettivamente lo spostamento orizzontale in sommità a paramento e lo spostamento in testa ai pali con il carico assiale applicato.

Il punto di incrocio delle due curve indica l'equilibrio dei due sistemi, ovvero il tiro nel dispositivo a tergo spalla esistente per una data combinazioni di carico.



In base a quanto appena esposto, dopo aver analizzato la spalla senza l'azione del tirante a monte, si ricavano i seguenti valori di carico del tirante che vanno distribuiti sulla loro larghezza di competenza.

$$\begin{aligned}
 N_{SLV} &= 1405 \text{ kN} / 7.06 \text{ m} = \dots\dots\dots 199.0 \text{ kN/m} \\
 N_{SLU-STR} &= 635 \text{ kN} / 7.06 \text{ m} = \dots\dots\dots 90.0 \text{ kN/m} \\
 N_{SLU-GEO} &= 635 \text{ kN} / 7.06 \text{ m} = \dots\dots\dots 90.0 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3.2 Pile

Di seguito si riporta la descrizione dei vari contributi di carico presi in esame ai fini dell'analisi globale della pila.

Si sottolinea come tutti i contributi siano stati impostati in modo da massimizzare/minimizzare le azioni verticali, le azioni orizzontali longitudinali ed i momenti ribaltanti sul piano longitudinale.

3.2.1 Contributi di impalcato

Analogamente a quanto visto per le spalle, il procedimento di calcolo è il medesimo: la sezione trasversale dell'impalcato è la stessa sulle tre campate dell'impalcato, cambia solo la luce di calcolo.

Si riportano in seguito sinteticamente i calcoli analoghi effettuati per l'impalcato della campata centrale

3.2.1.1 Pesi propri e permanenti portati Gk1 e Gk2 (Fasi 1 e 2a)

PESI PROPRI (per impalcato)	γ [kN/m ³]	N.	A [m ²]	L [m]	q_{sup} [kN/m ²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin, incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]	
Travi esistenti	25	5	0.35	21.3		8.75	0	8.75	931.88	
Traversi esistenti	25	5	0.2	10.3		5.00	0	5.00	257.50	
Soletta esistente	25		2.38	21.3			0	59.60	1269.48	
										2458.86 kN
Travi nuove	25	2	0.65	21.3		16.25	0	16.25	692.25	
Traversi nuovi	25	2	0.213	3.52		5.325	0	5.33	37.49	
Soletta nuova	25		1.30	21.3			0	32.50	692.25	
										1421.99 kN
										3880.84 kN
PESI PERMANENTI PORTATI (per impalcato)	γ [kN/m³]	N.	A [m²]	L [m]	q_{sup} [kN/m²]	q_{lin} [kN/m]	incremento %	$q_{lin, incrementato}$ [kN/m]	PP/impalcato [kN]	
Cordoli laterali	25	2	0.105	21.3		2.625	0	2.625	111.83	
Cordoli centrali	25	2	0.167	21.3		4.175	0	4.175	177.86	
Veletta	25	2	0	21.3		0	0	0	0.00	
Pavimentazione (20cm)				21.3	4.4	65.78	0	65.78	1401.11	
Barriera + Rete				21.3		2	0	2	42.60	
FOA / Maschera Laterale				21.3		1	0	1	21.30	
Newjersey				21.3		6.2	0	6.2	132.06	
										1886.75 kN
PESI PROPRI + PERMANENTI PORTATI (per impalcato)										5767.60 kN

Essendo l'afferenza della pila pari a 21.3, si considera 576800kg la massa dell'impalcato gravante sulla sottostruttura in esame.

3.2.1.2 Variazioni termiche Tk (Fase 3a)

Per l'opera in esame il "range" di temperatura dell'aria all'ombra ("shade air temperature") è definito da (EN 1991-1-5+N.A.D.):

$$T_{min} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ } ^\circ\text{C}$$

La temperatura della struttura risulta dalla tabella di correlazione riportata in fig. 6.1 di EN 1991-1-5, cap. 6.1.3.2(4) per ponti di gruppo 3 (ponti in calcestruzzo). L'analisi vale sia per la parte di impalcato esistente che per quello in ampliamento.

$$T_{e,min} = -7 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e,max} = +47 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Fissando la temperatura iniziale T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N,comp} = -22.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = +32.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Le deformazioni termiche effettive subite dall'impalcato sono le seguenti:

$$\Delta L_{\text{contr}} = \varepsilon_{\text{contr}} \times L_{\text{calcolo}} = 0.000011 \times -22 \times 64 = \dots -15.48 \text{ mm}$$

$$\Delta L_{\text{exp}} = \varepsilon_{\text{exp}} \times L_{\text{calcolo}} = 0.000011 \times -32 \times 64 = \dots +22.58 \text{ mm}$$

Su ogni spalla si avranno = 7.74mm in contrazione e 11.264mm in dilatazione

3.2.1.3 Carichi mobili Qk (Fase 3b)

Per l'impalcato si ottiene quanto esposto in Tabella 3-24.

Tabella 3-24 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

CARICHI VERTICALI TRAFFICO per impalcato

SCHEMA DI CARICO 1	corsia 1	corsia 2	corsia 3	Remaining	TOT.
Larghezza corsia [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95
N. assi Tandem	2	2	2		
Q _{ik} [kN]	300	200	100		1200
Q _{ik} [kN/m]	9	2.5	2.5	2.5	56.875

3.2.1.4 Azioni di accelerazione/frenatura Qlk (Fase 3b)

$$Qlk = 180 \text{ kN} < 0.6 \times (2 \times Q1k) + 0.10 \times q1k \times w1 \times L < 900 \text{ kN}$$

dove:

Q1k	300 kN
q1k	9.00 kN/m ²
w1	3.00 m
L	21.30 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 417.51 \text{ kN}$$

3.2.2 Contributi del corpo pila

3.2.2.1 Pesì propri Gk1

Il peso del corpo pila in c.a. è stato conteggiato con riferimento ad un peso specifico convenzionale di 25.0 kN/m³ sulla base della geometria di calcolo.

Si indicano anche i parametri necessari per la determinazione della rigidezza del sistema.

Pulvino		
A trasv	2.59	cm ²
L tot	16	m
Massa	1036	kN
Rinforzo Pila Esist.		
A trasv	7.5	cm ²
Altezza	3	m
Massa	563	kN
Pila Esist.		
Diametro	1000	mm
Massa	19.63	kN/m
Pila Nuova		
A trasv	7.2	cm ²
Altezza	3	m
Massa	540	kN
Plinto		
A trasv	30.69	cm ²
L tot	16	m
Massa	12276	kN

3.2.2.2 Azioni sismiche Ed

I parametri legati al sito e alle caratteristiche del terreno risultano i seguenti:

Probabilità di superamento	10%	
Tempo di ritorno	949	anni
ag	0.211	g
Fo	2.52	
Tc*	0.283	s
Suolo	D	
ST	1	
Ss	1.60242	
S	1.60242	
Cc	2.349724	
Tc	0.664972	s
TB	0.221657	s
TD	1.686035	s
TE	6	s
TF	10	s

Come anticipato, l'azione sismica trasmessa è calcolata come il 100% della massa afferente. L'impalcato e la massa della pila saranno accelerati in funzione del periodo della struttura, mentre il plinto di fondazione sarà accelerato secondo l'accelerazione del suolo.

La rigidezza della pila sarà la somma della rigidezza dei fusti esistenti, dei rinforzi e del fusto in ampliamento

	diametro [mm]	larghezza [mm]	Spessore [mm]	altezza [mm]	numero	Modulo fessurato [Pa]	Rigidezza [N/m]
3 Fusti esistenti	1			3	3	1.60E+10	2.62E+8
Rinf. fusto esistente		3.7	0.9	3	2	1.60E+10	8.88E+8
Fusto in ampliamento		7.2	0.9	3	1	1.60E+10	8.64E+8
							2.06E+9

Massa afferente alla pila	808367 Kg
Periodo $T_e = 2\pi\sqrt{m/k_e}$	0.126
Percentuale di azione sismica trasferita dall'impalcato	100 %
Accelerazione spettrale Sa(T)	0.6182 g
Fattore di struttura q	1.5
Forza sismica	~3400 kN

La verifica sismica della pila viene effettuata in resistenza, ripartendo le sollecitazioni in funzione delle rigidezze. Le verifiche sono condotte sulle singole parti strutturali.

Forza sismica pila esistente:	$(3400 \cdot 2.62 / 20.06) / 3 = 148$ kN
Forza sismica sul rinforzo tra le pile:	$(3400 \cdot 8.8 / 20.06) / 2 = 746$ kN
Forza sismica pila in ampliamento:	$(3400 \cdot 8.64 / 20.06) = 1464$ kN

4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico vengono elaborate con riferimento a:

- EN 1990 tab. A.2.4.B + N.A.D./NTC-08, tab. 5.1.V per i coefficienti moltiplicativi
- EN 1990 tab. A.2.1+N.A.D./NTC-08 tab. 5.1.VI per i coefficienti di combinazione

Per la formulazione generale delle combinazioni di carico si rimanda a EN 1990-annex.A2, cap. A2.3, A2.4/.NTC-08 cap. 2.5.3.+ N.A.D..

Con riferimento alle ipotesi semplificative effettuate ai punti precedenti, a seconda dell'elemento studiato si alterneranno come dominanti (se presenti) le seguenti azioni variabili:

- carichi mobili Q_k (Gruppo 1)
- carichi mobili Q_k (Gruppo 2a)
- variazioni termiche T_k

Esse verranno considerate di volta in volta dominanti, nell'elaborazione delle combinazioni S.L.U., S.L.E. caratteristica e S.L.E. frequente.

In dettaglio:

S.L.U. - STR

Si considera l'involuppo delle seguenti combinazioni.

S.L.U. - Q_k dominante (Gr. 1)

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{k,sett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} Q_{k,gr1} + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - Q_k dominante (Gr. 2a)

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{k,sett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,1} [(0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + Q_{k,gr2a}] + \gamma_{q,2} 0.6 T_k$$

S.L.U. - T_k dominante

$$E_d = \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_{G3} G_{k,ep} + \gamma_{sett.} G_{k,sett.} + \gamma_{sh} G_{sh} + \gamma_{q,2} T_k + \gamma_{q,1} (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

I parametri di scelta nazionale indicati dal N.A.D. sono i seguenti:

γ_{G1}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0.00 ÷ 1.20	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	0.00 ÷ 1.35	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.20	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.U. - GEO

Ai soli fini delle verifiche geotecniche, si considerano le medesime combinazioni viste per lo S.L.U. – STR, impiegando i seguenti coefficienti di combinazione:

γ_{G1}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso proprio
γ_{G2}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo sovraccarichi di peso permanente
γ_{G3}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per l'effetto della spinta delle terre
γ_{sh}	1 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute al ritiro
$\gamma_{sett.}$	0 - 1	coefficiente moltiplicativo per le azioni dovute ai cedimenti vincolari
γ_{Q1}	1.15 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi da traffico.
γ_{Q2}	1.0 - 0	coefficiente moltiplicativo per i carichi di origine termica.

S.L.E. – Caratteristica (Rara)

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. fond. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + Q_{k,gr1} + 0.6 T_k$$

S.L.E. fond. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + T_k + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL})$$

S.L.E. - Frequente

Si considera l'involuppo le seguenti combinazioni.

S.L.E. freq. - Q_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) + 0.5 T_k$$

S.L.E. freq. - T_k dominante

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.6 T_k$$

S.L.E. - Quasi Permanente

Si considera la seguente combinazione.

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k$$

S.L.U. - sismica

Ai fini delle verifiche in fase sismica, si considera la seguente combinazione:

$$E_d = G_{k1} + G_{k2} + G_{k,ep} + G_{ksett.} + G_{sh} + 0.5 T_k + E_d$$

, E_d : sollecitazione sismica.

Per le analisi delle sottostrutture tutte le combinazioni ed involuppi indicati vengono effettuati in automatico dai fogli di calcolo in modo da massimizzare/minimizzare le sollecitazioni volute.

5 Verifica spalla esistente A – Lato Bologna

5.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

L'analisi dei carichi mostrata per la spalla B resta valida anche per la spalla A, con una leggera modifica nei carichi ad intradosso fondazione dovuta all'inferiore terreno imbarcato a valle del paramento nel caso della spalla A.

Forza per afferenza su:	Ordine sup tirante passivo (su H2)	
	Spinta per carichi mobili	20.70 kN/m
	Spinta terre stat su H ₂	39.54 kN/m
	Frenatura	19.33 kN/m
	Spinte terre sism su H ₂	65.59 kN/m
	Inerzia corpo spalla	28.91 kN/m
	Inerzia impalcato	43.07 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	26.45 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR incl a metro	111.21 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV incla metro	210.74 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR a tirante incl	266.92 kN
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV a tirante incl	505.78 kN

Forza per afferenza su:	Ordine inf tirante passivo (su H3)	
	Spinta per carichi mobili	12.41 kN/m
	Spinta terre stat su H ₃	61.62 kN/m
	Spinte terre sism su H ₃	39.32 kN/m
	Inerzia corpo spalla	19.70 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	18.87 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR incl a metro	103.47 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV incla metro	144.43 kN/m
	Tiro su tirante passivo in micropali SLU-STR a tirante incl	248.33 kN
	Tiro su tirante passivo in micropali SLV a tirante incl	346.64 kN

Forza per afferenza su:	Pali spalla esistente (su H4)	
	Spinta per carichi mobili	6.50 kN/m
	Spinta terre stat su H ₄	43.64 kN/m
	Spinte terre sism su H ₄	20.61 kN/m
	Inerzia corpo spalla	36.61 kN/m
	Inerzia terreno imbarcato	0.00 kN/m
	Taglio su pali esistenti SLU-STR a metro	67.69 kN/m

Taglio su pali esistenti SLV a metro	100.85 kN/m
Taglio su pali esistenti SLU-STR a palo	55.85 kN
Taglio su pali esistenti SLV a palo	83.20 kN

5.2 Ordine superiore di tiranti passivi suborizzontali

La disposizione dei tiranti passivi a tergo fusto spalla viene realizzata a quinconce, in cui ogni ordine di tirante è interassata a 2.4m. Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti superiori una forza massima pari a 488 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 505.77 kN.

I tiranti hanno $\Phi_{\text{perf}}=240\text{mm}$ e sono armati con un tubolare $\Phi_{\text{perf}}=139\text{mm}$ sp.12.5mm e lunghezza totale di 21m. Sono realizzati con tecnologia IGU.

Si esegue quindi nel seguito la verifica sia strutturale dell'armatura del micropalo, sia geotecnica di sfilamento.

Verifica strutturale del palo:

$$N_{Ed}=505 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}=A_s \cdot f_{yd}=4968 \times 235 / 1.05=1111 \text{ kN}$$

Verifica di sfilamento:

Si considera il terreno a tergo spalla di caratteristiche meccaniche equivalente ad un mezzo dotato di $N_{\text{spt}}=15$ che fornisce una tensione tangenziale di attrito, per la tecnologia di realizzazione IGU, un valore $\alpha\tau=100 \text{ kPa}$. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cono di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 \cdot a_{\text{max}}/g) = 6.12 \text{ m}$$

$$\text{Quindi la lunghezza resistente diventa } L=21-5.55=14.88 \text{ m}$$

Si ottiene:

Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γE	1	
Tiro caratteristico (P_k)	210.74	kN/m
Tiro di progetto (P_d)	505.776	kN

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	14.49	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	14.88	m
Tiro di progetto (P_d)	505.776	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	519.41	kN
$P_d \leq R_{a,d}$	VERIFICATO	

sfruttamento	0.97	
--------------	------	--

5.3 Ordine inferiore di tiranti passivi suborizzontali

La disposizione dei tiranti passivi a tergo fusto spalla viene realizzata a quinconce, in cui ogni ordine di tirante è interassata a 2.4m. Si ottiene quindi sull'ordine di tiranti superiori una forza massima pari a 286 kN, che proiettata lungo l'asse inclinato a 15° produce un tiro pari a 296 kN.

I tiranti hanno $\Phi_{\text{perf}}=240\text{mm}$ e sono armati con un tubolare $\Phi_{\text{perf}}=139\text{mm}$ sp.12.5mm e lunghezza totale di 15m. Sono realizzati con tecnologia IGU.

Si esegue quindi nel seguito la verifica sia strutturale dell'armatura del micropalo, sia geotecnica di sfilamento.

Verifica strutturale del palo:

$$N_{Ed}=296 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}=A_s \cdot f_{yd}=4968 \cdot 235 / 1.05=1111 \text{ kN}$$

Verifica di sfilamento:

Si considera il terreno a tergo spalla di caratteristiche meccaniche equivalente ad un mezzo dotato di $N_{\text{spt}}=15$ che fornisce una tensione tangenziale di attrito, per la tecnologia di realizzazione IGU, un valore $\alpha\tau=100$ kPa. Si considera inoltre come reagente il solo tratto di micropalo presente al di fuori del cono di spinta attiva amplificato per l'effetto sismico. Si ottiene quindi una lunghezza del tratto libero in sisma pari a:

$$L_e = L_s (1 + 1.5 \cdot a_{\text{max}}/g) = 5.0 \text{ m}$$

$$\text{Quindi la lunghezza resistente diventa } L=15-4.45=10.00 \text{ m}$$

Si ottiene:

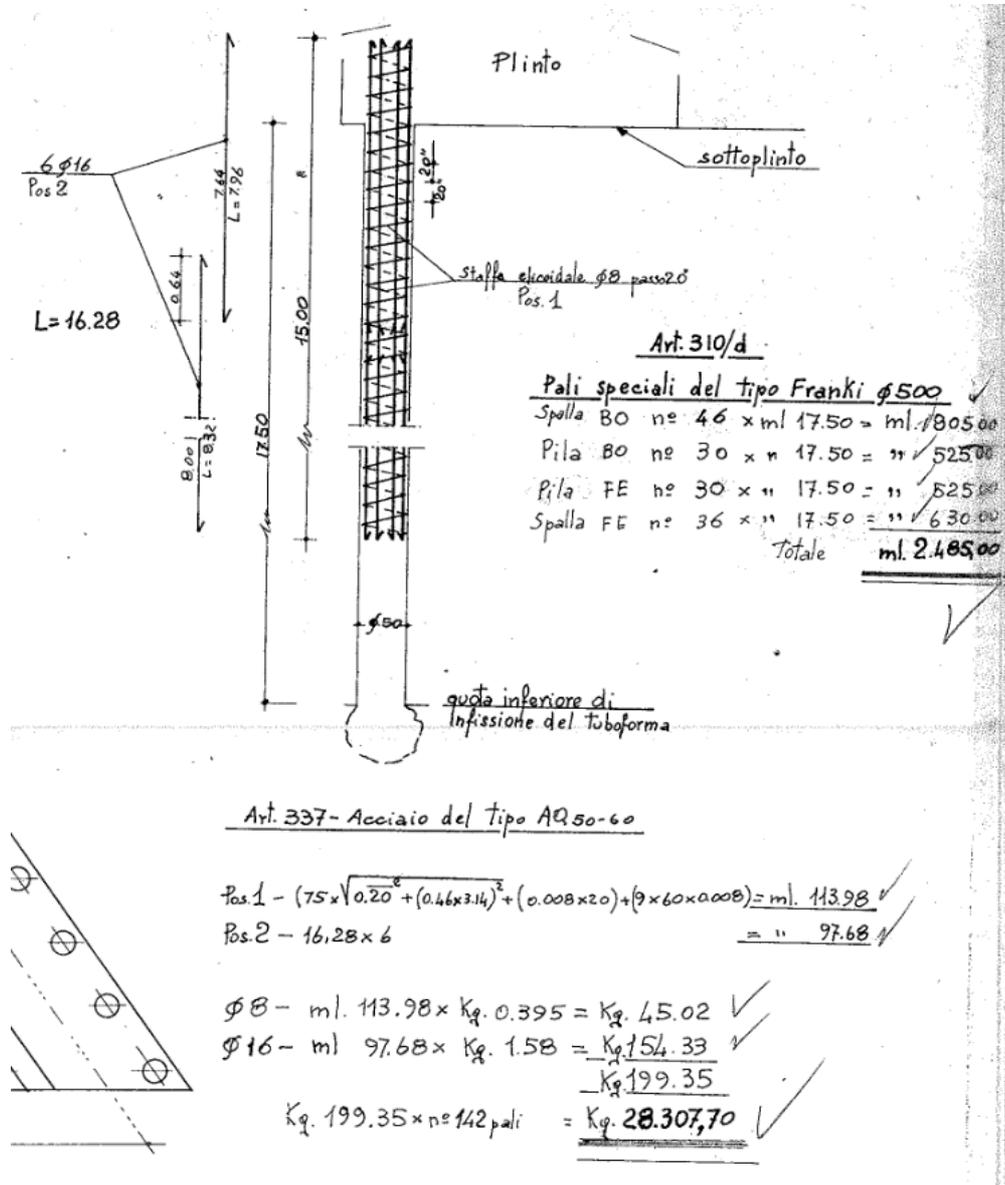
Interasse tiranti	2.4	m
Coefficiente parziale per le azioni γ_E	1	
Tiro caratteristico (P_k)	144.43	kN/m
Tiro di progetto (P_d)	346.632	kN

Diametro perforazione (D)	0.24	m
$\alpha \tau$	100	kPa
γ_R	1.2	
ξ	1.8	

Lunghezza della fondazione

Resistenza di progetto al metro (R_d)	34.91	kN/m
Lunghezza minima (L_{min})	9.93	m
Lunghezza di progetto (L_{bulbo})	10.00	m
Tiro di progetto (P_d)	346.632	kN
Resistenza a sfilamento (R_{ad})	349.19	kN
$P_d \leq R_{a,d}$	VERIFICATO	
sfruttamento	0.99	

5.4 Pali spalla esistente



- Øest 50 cm
- As,long 6Ø16
- As,trasv Ø8/20"

5.4.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni sui pali delle spalle esistenti sono derivate da un analisi tramite il software Group in funzione delle sollecitazioni agenti alla base del piede della palificata agente su metà spalla. Per quanto riguarda il carico assiale nei pali, questo è dato dalla somma delle azioni verticali derivanti dalle sovrastrutture e dal peso del terreno imbarcato, diviso per il numero di pali della spalla. Vengono trascurati

i contributi flettenti generati dai carichi verticali eccentrici in quanto assorbiti assialmente dai vincoli orizzontali.

Carico assiale su:	Pali esistenti
P.P.Spalla	253.55 kN/m
P.Terreno Imb.	153.12 kN/m
PP+Pe.Po. Imp	161.04 kN/m
Traffico su Imp.	82.65 kN/m
Traffico a tergo	24.00 kN/m
N su pali esistenti	
N SLV	468.36 kN
Nmax SLU-STR	751.07 kN
Nmin SLU-STR	468.36 kN
Nmax SLU-GEO	569.55 kN

Si ottiene un taglio massimo agente nei pali esistenti pari a 95 kNm, ed associato a questo taglio un momento massimo di 83 kNm in combo SLV.

5.4.2 Verifica a pressoflessione

Si riporta nel seguito la verifica a pressoflessione dei pali esistenti in combo SLV:
Med=95 kNm

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 25 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 6

Diametro barre 1.6 [cm]

Coprifero (baric.) 3 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 468 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baicentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

AQ60 C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 269.6 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 160 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 133.9 kNm

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 269.6 N/mm²

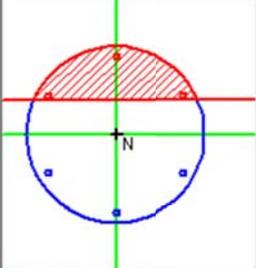
ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 7.114 ‰

d 47 cm

x 15.5 x/d 0.3298

δ 0.8522



La Verifica è soddisfatta.

5.4.3 Verifica a taglio

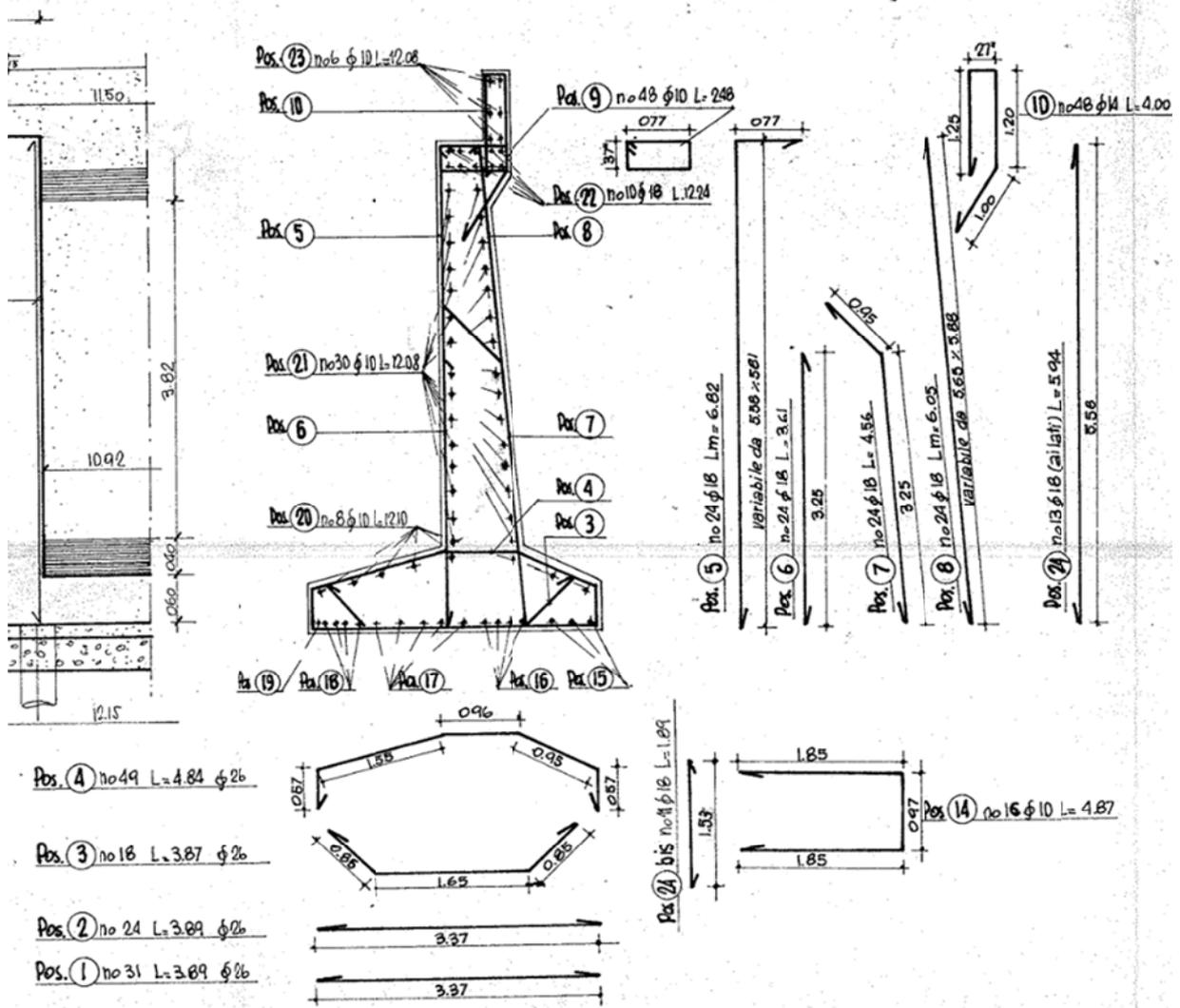
V _{sdu}	83	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	468	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1.5	
f _{yk}	310	N/mm ²
Φ	50	cm
bw	45.00	cm
he	30.95	cm
d	27.95	cm
Asl	12.06	cm ²
c	3.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	#VALORE!	gradi
ctg θ	#VALORE!	
θ imposto	-	gradi
Asw	-	cm ²
passo staffe	-	cm

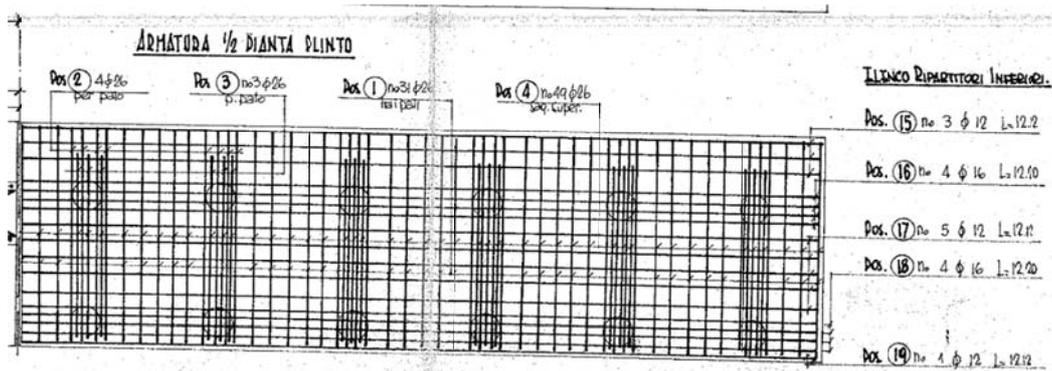
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	269.565	N/mm ²
σ_{cp}	3.3749	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	117.214	kN
$V_{Rd,min}$	108.653	kN

$V_{Sd,max} = 83.00$ kN

Verifica soddisfatta.

5.5 Piede di fondazione





As, long sup $\varnothing 14/25''$
 As, long inf $\varnothing 12/25''$
 +7 $\varnothing 30$ sui pali

5.5.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla soola in c.a.

$$N_{\max,SLU STR}=751 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLU GEO}=569 \text{ kN}$$

$$N_{\max,SLV}=468 \text{ kN}$$

5.5.2 Verifica tirante-puntone

Si svolge la verifica della ciabatta di fondazione ipotizzando un comportamento tozzo della mensola soggetta alla forza concentrata trasmessa dal palo di fondazione. L'angolo di inclinazione della biella compressa risulta pari a 42° , e considerando la forza di 698 kN si ottengono le componenti:

$$F_{c,ed}=751/\sin(42^\circ)=1122 \text{ kN}$$

$$F_{s,ed}=751/\tan(42^\circ)=834 \text{ kN}$$

Considerando l'armatura pari a 7 $\varnothing 26$ ad intradosso ciabatta in prossimità del plinto ed una biella compressa di dimensioni 30x50cm, si ottiene una forza resistente pari

$$F_{c,rd}=11.33 \times 300 \times 500 = 1699 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd}=5624 \times 220 = 1237 \text{ kN}$$

Verifiche soddisfatte.

5.6 Spalla nel piano trasversale

Considerando la presenza di 2 tiranti passivi suborizzontali lungo il paramento della spalla esistente, a passo ravvicinato, le sollecitazioni indotte nel fusto della spalla per l'effetto dello spanciamento nel piano trasversale risultano molte contenute e quindi la relativa verifica non risulta critica.

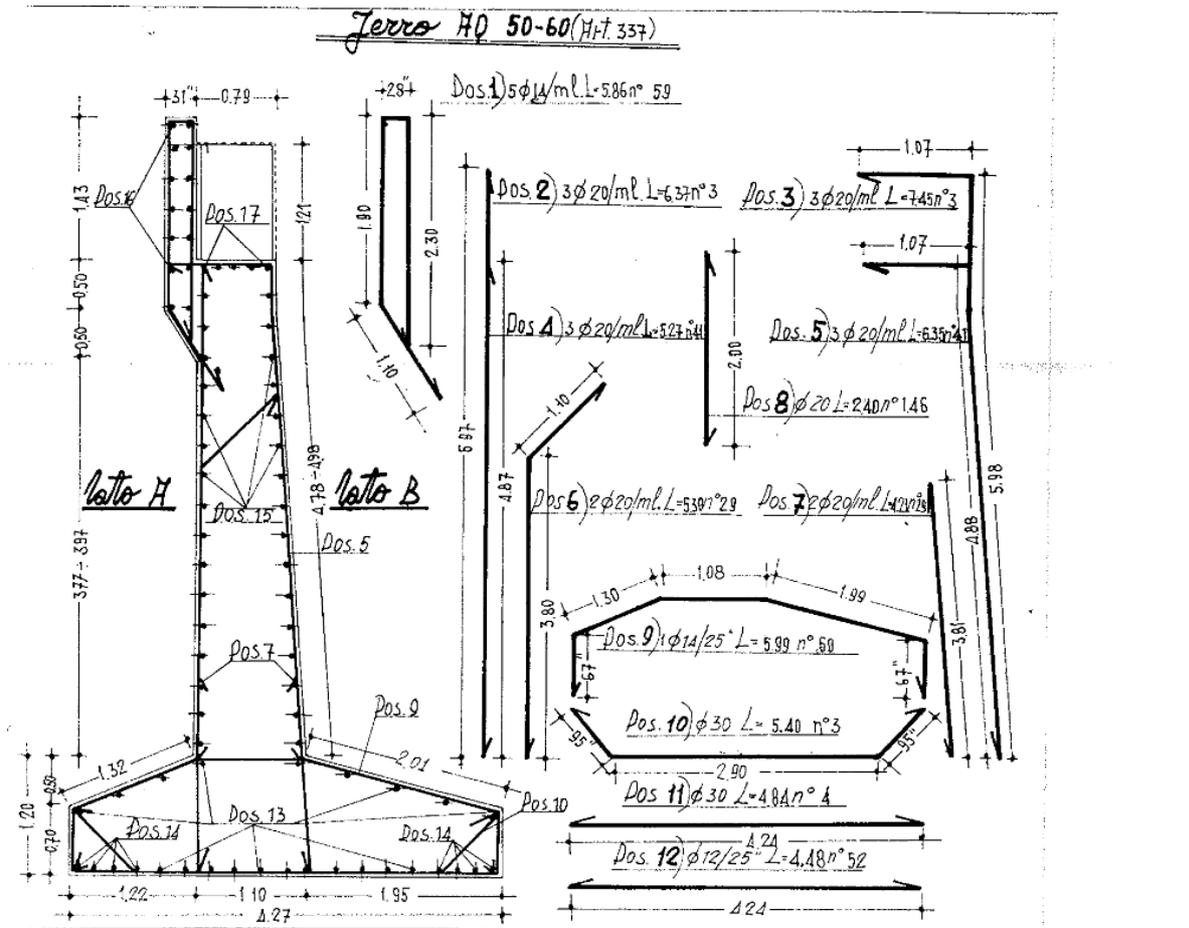
6 Verifica spalla esistente B – Lato Ferrara

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

6.1 Paramento

Sezione di verifica alla base (1.00 m) x 1.10 m

Armatura longitudinale 5Ø20



6.1.1 Sollecitazioni

COMBO SLU-STR					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
525,14	96,31	-245,27	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
306,34	144,89	-306,22	-	-	-

6.1.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	110

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	105

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

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

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

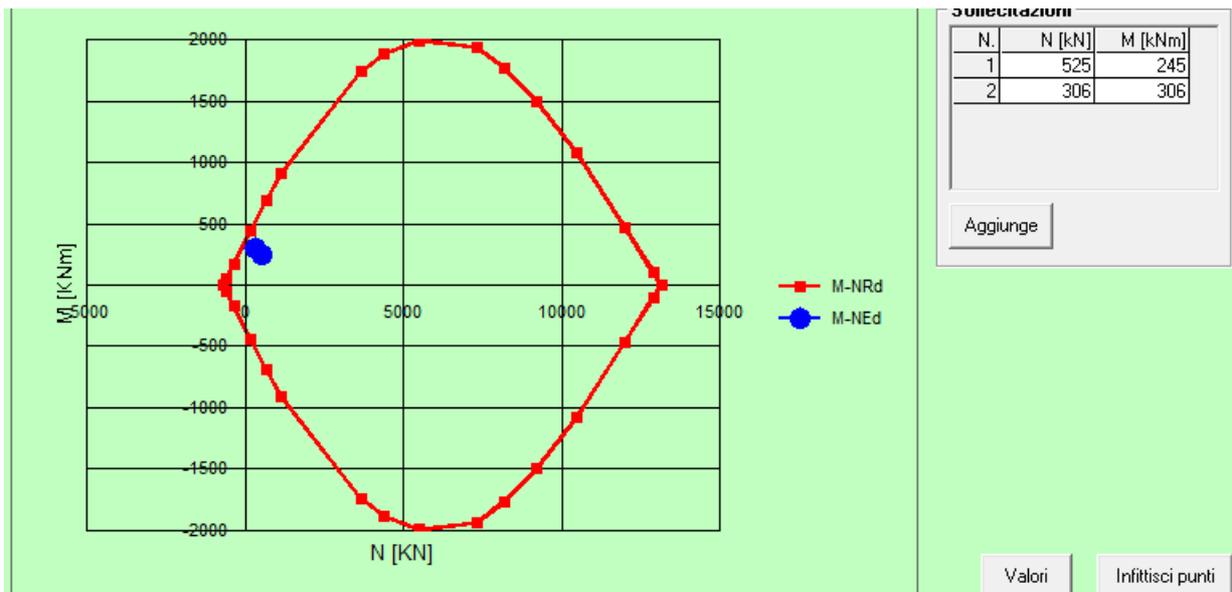
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

L_0 cm

Precompresso



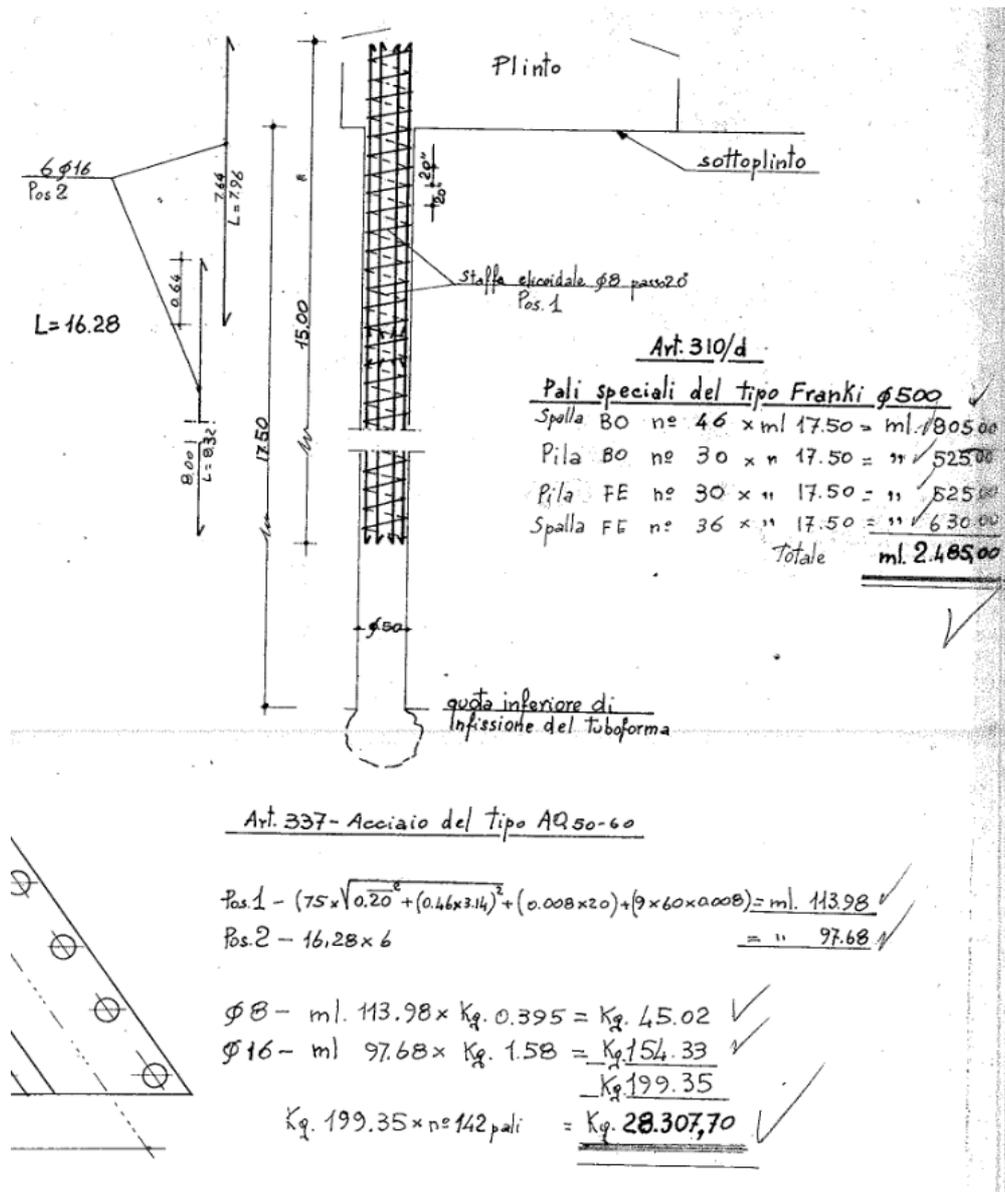
Verifica soddisfatta.

6.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	144	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	306,0	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	253	N/mm ²
bw	100	cm
d	105,00	cm
Asl	15,71	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
$ctg\theta$	2,50	
$\theta_{imposto}$	21,80	gradi
Asw	0,00	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	11,333	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0,991	N/mm ²
f_{yd}	220,000	N/mm ²
σ_{cp}	0,2786	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	304,689	kN
$V_{Rd,min}$	326,821	kN

Verifica soddisfatta.

6.2 Pali spalla esistente



ϕ_{est} 50 cm
 As,long 6 $\phi 16$
 As,trasv $\phi 8/20''$

6.2.1 Sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni intradosso fondazione.

Combo: SLU_STR					
Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
15382,15	136,8911203	-6628,45	0	0	0

Combo: SLU_GEO					
Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
11628,55	320,4926892	-4960,1	0	0	0

Combo: SISMA_SLV					
Fx	Fy	Mz	Fz	My	Mx
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
kN	kN	kNm	kN	kNm	kNm
9831,772	1448,514156	-1894,76	0	0	0

Le sollecitazioni sono state calcolate per l'area relativa ad un solo impalcato.
Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
1070	650	7.5	19

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
800	495	18	23

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kN]	M [kNm]
665	425	80	94

6.2.2 Verifica a pressoflessione

Titolo : palo

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 25 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 6
 Diametro barre: 1.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 425 0 kN
 M_{xEd}: 94 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

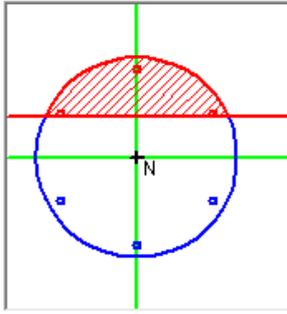
Materiali

Aq60 C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 269,6 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,348 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 0 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

M_{xRd}: 128,8 kN m

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 269,6 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 7,574 ‰
 d: 47 cm
 x: 14,85 x/d: 0,316
 δ : 0,8351



Verifica soddisfatta.

6.2.3 Verifica a taglio

V _{sdu}	80	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	425	kN
R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f _{yk}	310	N/mm ²
Φ	50	cm
bw	45,00	cm
he	31,55	cm
d	29,55	cm
Asl	12,0576	cm ²
c	2,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
ctg θ	2,50	
θ imposto	21,80	gradi
Asw	1,0048	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	14,167	N/mm ²

$f_{ctd,05}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	269,565	N/mm ²
σ_{cp}	3,0059	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	354,365	kN
V_{Rsd}	90,061	kN
V_{Rd}	90,061	kN

Verifica soddisfatta.

6.3 Piede di fondazione

As, long sup $\emptyset 14/25''$
 As, long inf $\emptyset 12/25''$
 +7 $\emptyset 30$ sui pali

Si considera armatura resistente per una lunghezza pari all'interasse tra i pali, 1,65 m.

As long inf = 6 $\emptyset 12$ + 7 $\emptyset 30$ = 679 + 4946 = 5624 mm².

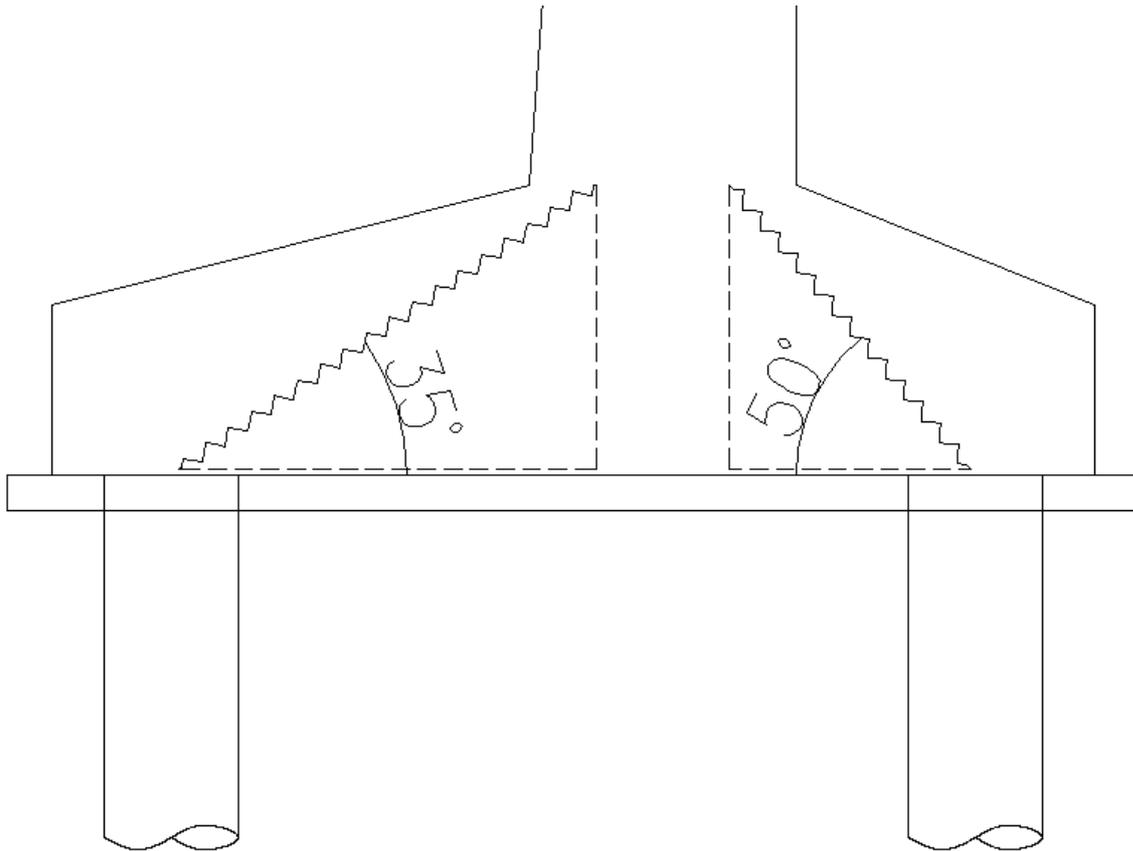
6.3.1 Sollecitazioni

Si esegue la verifica del piede considerando lo sbalzo con luce maggiore.

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla suola in c.a.; in particolare lo sforzo normale sui pali.

6.3.2 Verifica

Per la verifica del piede si adotta il metodo tirante-puntone, in quanto l'elemento può essere assimilato ad una mensola tozza.



Lo sforzo normale massimo sul primo palo vale 650 kN.

La forza di trazione sull'armatura è quindi pari a $T_{sd} = 650 \text{ kN} / \tan(35^\circ) = 928 \text{ kN}$.

Lo sforzo normale massimo sul secondo palo vale 1070 kN.

La forza di trazione sull'armatura è quindi pari a $T_{sd} = 1070 \text{ kN} / \tan(50^\circ) = 898 \text{ kN}$.

La forza di trazione massimo sull'armatura è 928 kN.

La resistenza dell'armatura è pari a $T_{rd} = f_{yd} * A_s = 220 \text{ MPa} * 5624 \text{ mm}^2 = 1237 \text{ kN}$.

Verifica soddisfatta.

6.4 Tirante a tergo spalla

Nel tirante a tergo spalla si mobilita una trazione/compressione funzione dello stato di sollecitazione della spalla:

-tiro di congruenza per la combinazione statica (SLU): 635 kN per cavalletto

-tiro di congruenza per la combinazione sismica (SLV): 1405 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

$N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 4 \times 4\phi 26 \times 391.3 \text{ MPa} = 4247 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1660 \text{ kN}$

6.5 Spalla nel piano trasversale

A causa della presenza dei tiranti a tergo, la spalla esistente subisce delle sollecitazioni nel piano orizzontale di "spanciamento".

Tali sollecitazioni sono assorbite dall'armatura orizzontale presente nella spalla e in questo particolare caso la sezione resistente coincide con la trave di testa.

Le sollecitazioni di verifica si determinano con un metodo semplificato il quale prevede l'applicazione alla trave equivalente (semispalla sul piano orizzontale) di un carico uniformemente distribuito che generi una reazione pari all'azione di trazione massima nel tirante (v. Figura 5-1).

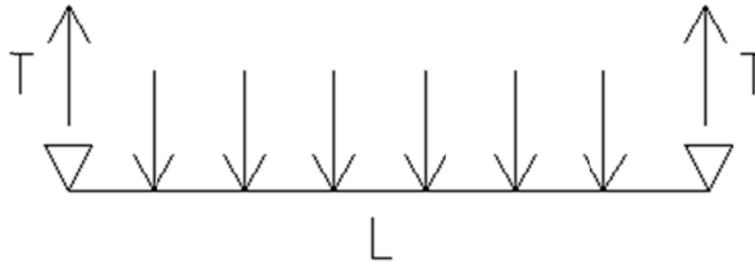


Figura 6-1 - Schema statico della trave equivalente alla spalla sul piano orizzontale

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti $L = 9.8 \text{ m}$.

L'azione di trazione massima nel tirante vale:

$$T_{SLV} = 1405 \text{ kN}$$

Applicando un carico q distribuito sulla trave pari al tiro del tirante sull'interasse fra i tiranti:

$$q = T / i = 1405 \text{ kN} / 7.06 \text{ m} = 199 \text{ kN/m.}$$

si ottiene un momento sollecitante pari a:

$$M = q \times L^2 / 8 = 2389 \text{ kN m.}$$

La sezione resistente della spalla nel piano trasversale risulta essere formata sia dal cordolo di nuova realizzazione che dalla porzione di spalla esistente adiacente allo stesso. Il cordolo, avente sezione $15 \times 80 \text{ cm}$, verrà armato con barre longitudinali $10 + 10 \Phi 26$. Inoltre, verranno realizzati inghisaggi $\Phi 20/20$ su due file.

6.5.1 Verifica a pressoflessione

Per la seguente verifica si considera la resistenza a compressione del calcestruzzo esistente e a favore di sicurezza la resistenza a trazione delle sole barre di armatura longitudinale del cordolo di nuova realizzazione. Pertanto, la sezione di verifica avrà dimensioni 80x94cm.

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	94

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.09	89
2	53.09	84

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

Diagramma della sezione rettangolare con armatura longitudinale e trasversale.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Materiali
 B450C C20/25
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{cl}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica soddisfatta.

6.5.2 Verifica a taglio

V _{sdu}	1405	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	0	kN
R _{ck}	25	N/mm ²
f _{ck}	20	N/mm ²
γ _c	1,5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	80	cm
d	89,00	cm
Asl	58,4	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	31,37	gradi
ctgθ	1,64	
θ imposto	-	gradi

Asw	6,28	cm ²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	11,333	N/mm ²
fctd _{0,05}	0,991	N/mm ²
f _{yd}	391,304	N/mm ²
σ _{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1614,049	kN
V _{Rsd}	1614,049	kN
V _{Rd}	1614,049	kN

Verifica soddisfatta.

7 Verifica pila

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate per gli elementi caratterizzanti le pile.

7.1 Sollecitazioni sul fusto

Si calcolano le forze sismiche dei singoli elementi strutturali e le sollecitazioni massime sul fusto degli elementi della pila. Le forze di taglio sono state ottenute ripartendo l'azione sismica in funzione della rigidezza, l'azione assiale è stata ottenuta per area di influenza.

7.1.1 Azioni sul fusto circolare della pila esistente

	Massa [kN]	Accelerazione [g]	Fattore di struttura q	% ripartita in funzione della rigidezza	Forza sismica [kN]	Quota da base fusto [m]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo Assiale [kN]
Impalcato	5768	0.6182	1.5	4.33%	102.97	4.8	494.2	103.0	300.0694
pulvino	1036	0.6182	1.5	4.33%	18.49	3.6	66.6	18.5	53.89595
massa pila	58.89	0.6182	1.5	100%	24.27	1.5	36.4	24.3	58.89
Azioni totali							597.2	145.7	412.8553

7.1.2 Azioni sul fusto rettangolare del rinforzo

	Massa [kN]	Accelerazione [g]	Fattore di struttura q	% ripartita in funzione della rigidezza	Forza sismica [kN]	Quota da base fusto [m]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo Assiale [kN]
Impalcato	5768	0.6182	1.5	22.05%	524.15	4.5	2358.7	524.2	1233.618
pulvino	1036	0.6182	1.5	22.05%	94.14	3.5	329.5	94.1	221.5723
massa pila	281.5	0.6182	1.5	100%	116.02	1.5	174.0	116.0	281.5
Azioni totali							2862.2	734.3	1736.691

7.2 Verifiche strutturali sul fusto

7.2.1 Verifica a pressoflessione fusto esistente rinforzato

Dai disegni as built si evince che il fusto $\Phi 1000$ delle pile esistenti è armato con $20\Phi 20$.

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 20
- Diametro barre: 2 [cm]
- Coprimero (baric.): 4 [cm]

Materiali

- B450C: E_{su} 40 ‰, f_{yd} 269.5 N/mm², E_s 200 000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.348 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
- C25/30: E_{c2} 2 ‰, E_{cu} 5, f_{cd} 15.89, $\sigma_{c,adm}$ 9.75, τ_{co} 0.6, τ_{c1} 1.829

Calcoli

- M_{xRd} : 861.8 kNm
- σ_c : -15.89 N/mm²
- σ_s : 269.5 N/mm²
- ϵ_c : 5 ‰
- ϵ_s : 21.47 ‰
- d : 96 cm
- x : 18.13, x/d : 0.1889
- δ : 0.7

$$M_{SD}/M_{RD} = 861.8/597.2 = 0.83 \text{ Verificato}$$

7.2.2 Verifica a taglio del fusto esistente

Il taglio resistente è calcolato come segue:

N_{sdu}	413	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	310	N/mm ²
Φ	100	cm
bw	90.00	cm
he	63.55	cm
d	59.55	cm
Asl	31.4	cm ²
c	4.00	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	269.565	N/mm ²
σ_{cp}	0.7261	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	316.487	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 145.7/316.49 = 0.46 \text{ Verificato}$$

7.2.3 Verifica a pressoflessione del rinforzo

La larghezza del rinforzo è 3,7m come si evince dalle tavole esecutive. Si ipotizza un'armatura costituita da barre $\Phi 26/20''$.

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	185	45
2	-185	45
3	-185	-45
4	185	-45

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.309	-180	40
2	5.309	-158.8	40
3	5.309	-137.6	40
4	5.309	-116.5	40
5	5.309	-95.29	40
6	5.309	-74.12	40

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Materiali
B450C ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso

$$M_{SD}/M_{RD} = 2836/3909 = 0.73 \text{ Verificato}$$

7.2.4 Verifica a taglio del rinforzo

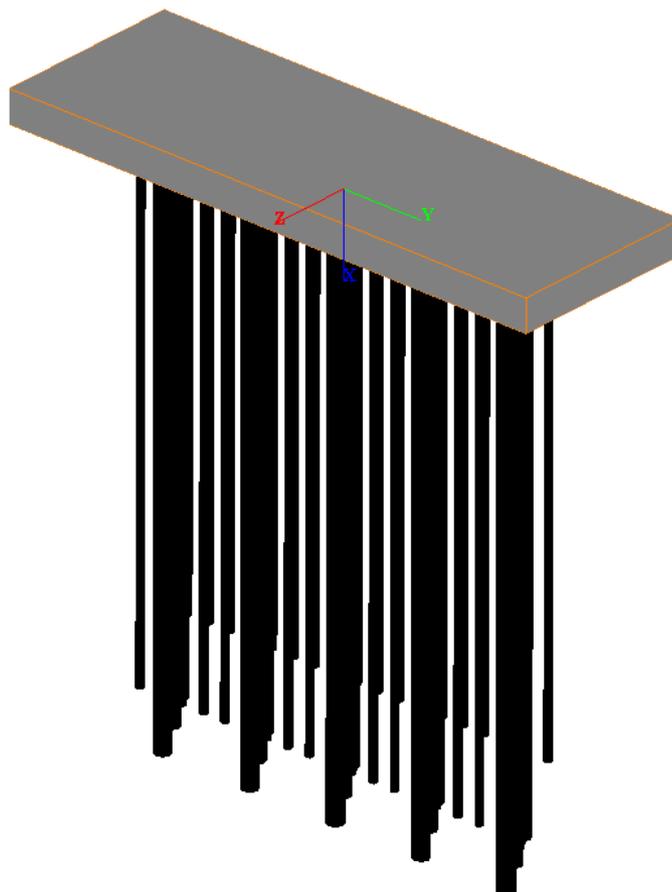
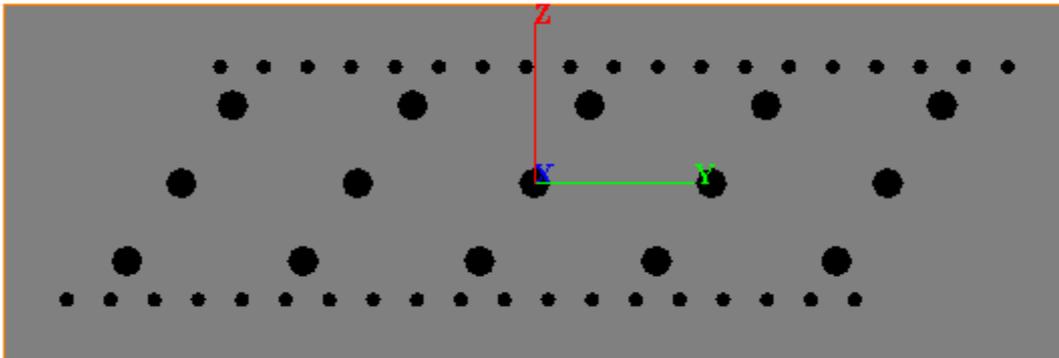
Il taglio resistente è calcolato come segue:

bw	370	cm
d	85	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
ctg(θ)	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15.867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.5200	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (Staffe)</i>		
V _{Rcd}	7996.563	kN
V _{Rsd}	845.718	kN
V _{Rd}	845.718	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 734/845 = 0.868 \text{ Verificato}$$

7.3 Suola di fondazione

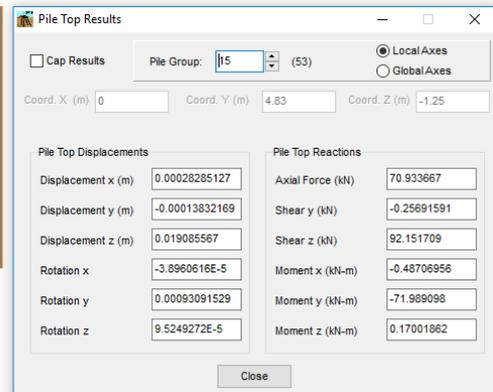
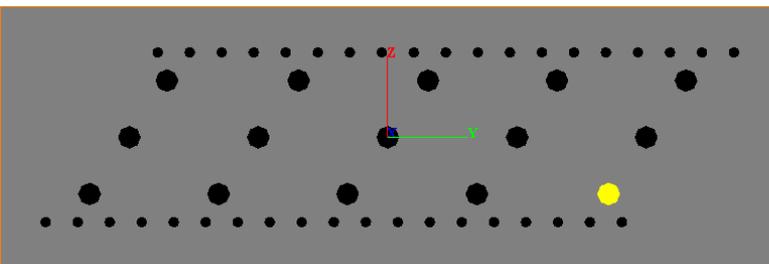
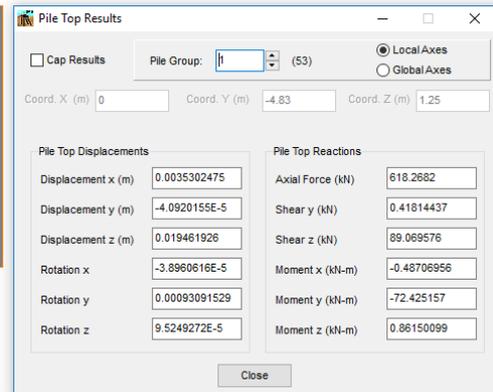
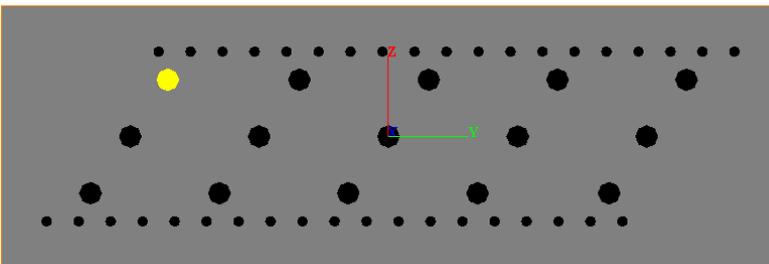
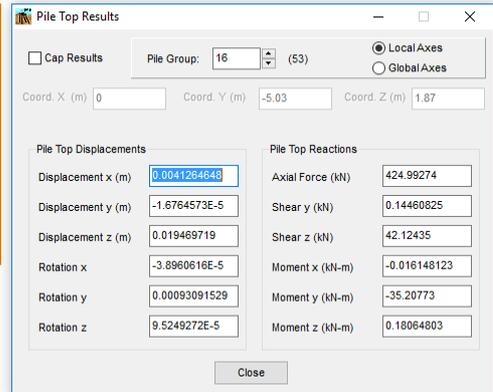
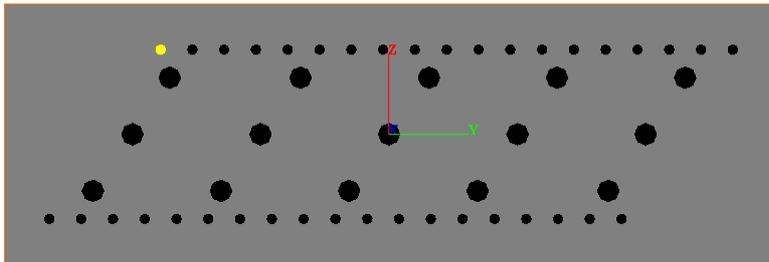
Per il calcolo delle sollecitazioni sulla trave di fondazione è stato implementato un modello di calcolo FEM con il programma Group, al fine di determinare le sollecitazioni sulla palificata. La palificata esistente è costituita da pali $\Phi 50$ lunghi 17 metri riportati nella seguente figura. A rinforzo della palificata esistente sono disposti in progetto micropali $\Phi 240$ passo 70cm lunghi 15m. E' previsto un getto integrativo al fine di inglobare la trave di fondazione esistente ed in micropali di rinforzo. L'intervento è descritto nelle seguenti immagini.

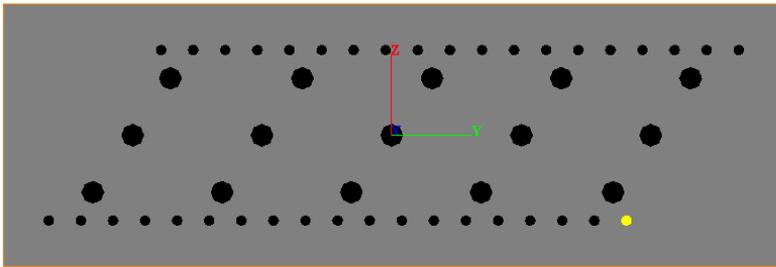


Le sollecitazioni intradosso fondazione sulla palificata esistente sono:

	Massa [kN]	Accelerazione [g]	Fattore di struttura q	% ripartita in funzione della rigidezza	Forza sismica [kN]	Quota da intradosso fondazione [m]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo Assiale [kN]	
Impalcato	5768	0.6182	1.5	57.09%	1357.21	6.6	8957.6	1357.2	8501.965	
pulvino	1036	0.6182	1.5	57.09%	243.77	5.4	1316.4	243.8	1527.052	
massa pila	739.7	0.6182	1.5	100%	304.84	3.3	1006.0	304.8	1924.5	
Massa Plinto	2925.0	0.378	1	100%	1105.65	0.9	995.1	1105.7	2925.0	
Azioni totali								12275	3011	14879

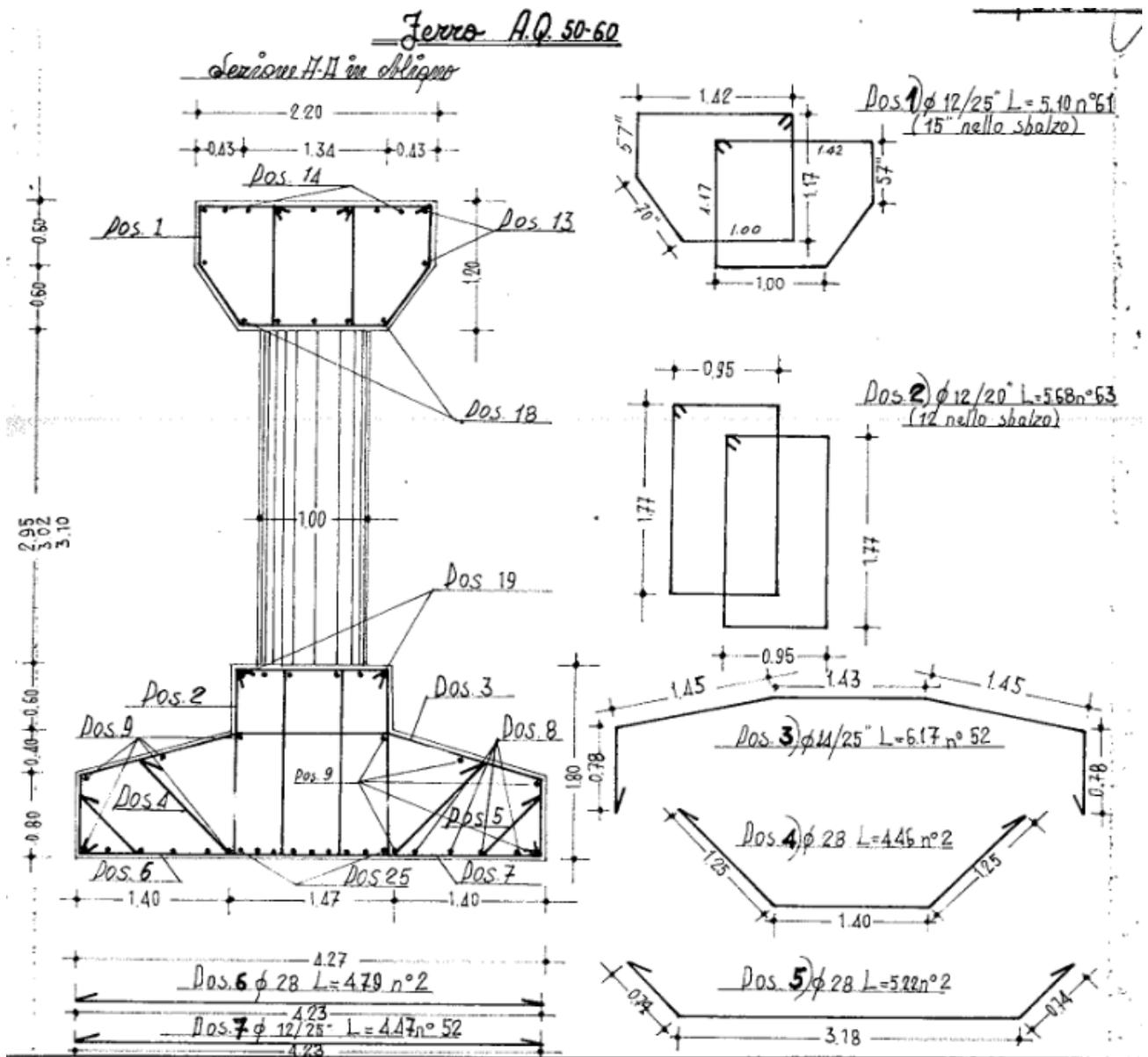
Dal modello di Group le più significative sui pali sono:

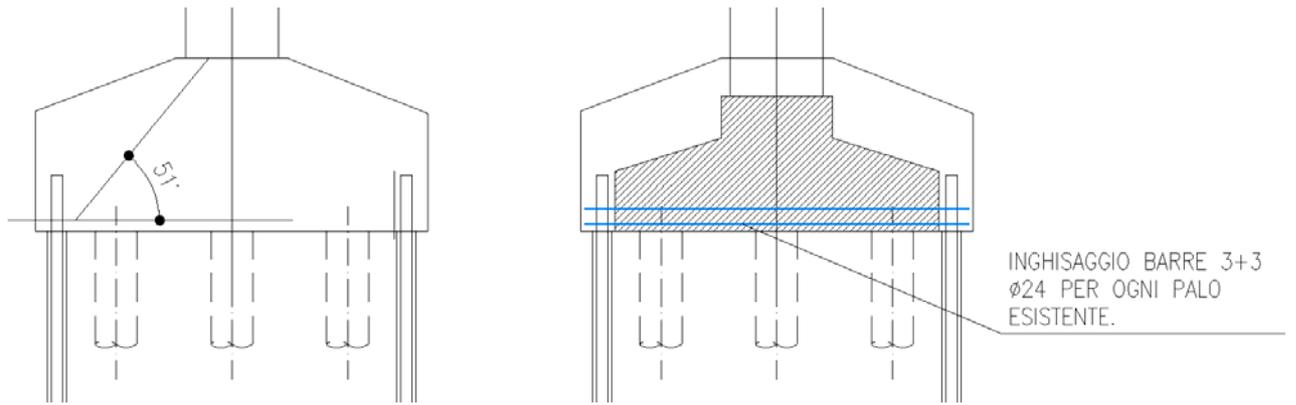




Pile Top Results			
<input type="checkbox"/> Cap Results	Pile Group: 53 (53)	<input checked="" type="radio"/> Local Axes <input type="radio"/> Global Axes	
Coord. X (m)	0	Coord. Y (m) 5.12 Coord. Z (m) -1.87	
Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement x (m)	-0.0003219385	Axial Force (kN)	-67.5463
Displacement y (m)	-0.00016247728	Shear y (kN)	-0.22387863
Displacement z (m)	0.019074268	Shear z (kN)	46.08733
Rotation x	-3.8960616E-5	Moment x (kN-m)	-0.016148123
Rotation y	0.00093091529	Moment y (kN-m)	-34.655354
Rotation z	9.5249272E-5	Moment z (kN-m)	-0.089198464
Close			

Da modello tirante-puntone si verificano le armature esistenti della suola di fondazione.





Si esegue la verifica in corrispondenza del palo più sollecitato.

Azione assiale sul palo $\Phi 50$ 618 kN

Azione assiale sui 3 micropali $\Phi 240$ adiacenti al palo esistente in esame $425 \times 3 = 1230$ kN

Azione assiale totale 1893 kN

La componente orizzontale che l'armatura deve assorbire è $N_{RD} = 1981 \times \cos(51) = 1191$ kN

L'armatura esistente afferente ad un palo è $2\Phi 28 + 7\Phi 12 = 12.32 + 7.92 = 20.24$ cm²

L'armatura inghisata integrativa per ogni palo è $6 \Phi 24 = 27.14$ cm²

La componente orizzontale resistente è: $N_{SD} = (2024 \times 269.5 + 2714 \times 391)/1000 = 1607$ kN

$$N_{SD}/N_{RD} = 1191/1607 = 0.74 \text{ Verificato}$$

7.4 Verifiche dei pali esistenti

7.4.1 Verifica a pressoflessione del palo

Il palo $\Phi 50$ è armato con $6\Phi 16$

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 25 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 6
- Diametro barre: 1.6 [cm]
- Copriferro (baric.): 4 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 70 kN
M_{Ed}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 40 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 269.5 N/mm² ϵ_{cu} : 5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 15.89
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.348 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6
 τ_{c1} : 1.829

Calcolo

M_{xRd}: 81.65 kNm
 σ_c : -15.89 N/mm²
 σ_s : 269.5 N/mm²
 ϵ_c : 5 ‰
 ϵ_s : 22.03 ‰
d: 46 cm
 x/d : 8.509 x/d : 0.185
 δ : 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

$$M_{SD}/M_{RD} = 72.42/81.65 = 0.89 \text{ Verificato}$$

7.4.2 Verifica a taglio del palo esistente

Il taglio resistente è calcolato come segue:

R_{ck}	35	N/mm^2
f_{ck}	28	N/mm^2
γ_c	1.5	
f_{yk}	310	N/mm^2
Φ	50	cm
b_w	45.00	cm
h_e	30.86	cm
d	26.86	cm
A_{sl}	8.04	cm^2
c	4.00	cm
f_{cd}	15.867	N/mm^2
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm^2
f_{yd}	269.565	N/mm^2
σ_{cp}	4.4764	N/mm^2
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	129.152	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 92/129 = 0.71 \text{ Verificato}$$

8 Ritegni sismici

8.1 Ritegno longitudinale

Il vincolo di ritegno sismico longitudinale viene garantito dal tratto di paraghiaia della spalla ricostruito. Su di esso agisce l'intera azione sismica la quale, nel presente caso, consiste nell'azione longitudinale trasmessa da tre campate di impalcato.

L'azione sismica è ridistribuita sul paraghiaia nuovo per metro di larghezza in funzione dell'effettiva larghezza della parte ricostruita e nuova:

$$F_{LONG,EFF} [N/m] = F_{LONG,tot} [N] / b_{PARAGH_RICOSTR+NUOVO} [m]$$

In base a quanto indicato in § 3.1.1.5 e § 3.2.1.6, l'azione sismica totale sul ritegno risulta:

$$\begin{aligned}
 F_{LONG,tot} &= \Sigma (m_{imp,i} \times a_g \times S) = \\
 &= (3 \times 556502 \text{ kg}) \times 2.07 \text{ m/s}^2 \times 1.60 = \dots\dots\dots 5529 \text{ kN} \\
 b_{PARAGHIAIA} &\dots\dots\dots 20.8 \text{ m} \\
 F_{LONG,EFF} &= 5395 \text{ kN} / 20.8 \text{ m} = \dots\dots\dots 265.81 \text{ kN/m} \\
 M_{LONG,EFF} &= F_{LONG,EFF} \times h_{RIT} = 130.32 \text{ kN/m} \times 0.35 \text{ m} = \dots\dots\dots 93 \text{ kNm/m} \\
 \\
 \text{Superficie di verifica} &\dots\dots\dots (1.00 \text{ m} \times) 0.43 \text{ m} \\
 \text{As, long sup} &\dots\dots\dots 4\emptyset26/\text{m} = 21.24 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{As, long inf} &\dots\dots\dots 4\emptyset26/\text{m} = 21.24 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{As, trasv} &\dots\dots\dots \emptyset10/15 (2 \text{ br.})
 \end{aligned}$$

8.1.1 Verifica a pressoflessione

titolo : **ritegno long**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	43

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,24	5
2	21,24	38

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

Ed kN
 xEd kNm
 yEd

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

Lo cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε_{su}	67,5 ‰	ε_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ε_{cu}	3,5 ‰
ε_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	19,83
ε_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0,8
ε_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\tau_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica soddisfatta.

8.1.2 Verifica a taglio

V _{sdu}	265.81	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	0,0	kN
R _{ck}	45	N/mm²
f _{ck}	35	N/mm²
γ_c	1,5	
f _{yk}	450	N/mm²
bw	100	cm
d	38,00	cm
Asl	21,24	cm²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	21,80	gradi
ctg θ	2,50	
θ imposto	21,80	gradi

Asw	1,57	cm ²
passo staffe	15	cm
f _{cd}	19,833	N/mm ²
fctd _{0,05}	1,467	N/mm ²
f _{yd}	391,304	N/mm ²
σ _{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1169,422	kN
V _{Rsd}	350,203	kN
V _{Rd}	350,203	kN

Verifica soddisfatta.

8.2 Ritegni trasversali

Il vincolo di ritegno sismico trasversale viene garantito da nuovi ritegni in c.a. predisposti tra i due impalcati esistenti, tra le travi nuove ed esistenti ed esternamente alle travi nuove (v. Figura 7-1 e Figura 7-2).

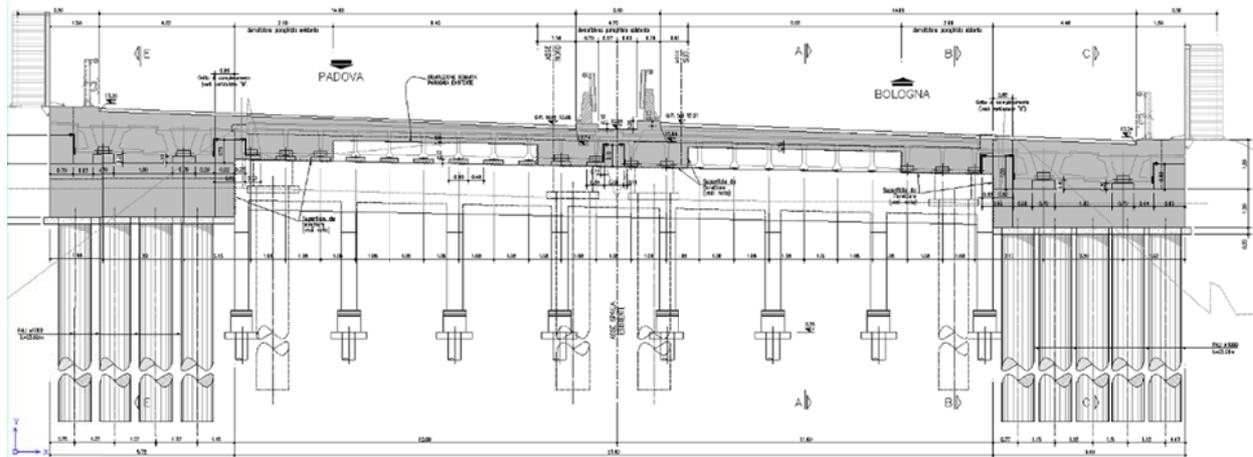


Figura 8-1 - Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali (campate laterali)

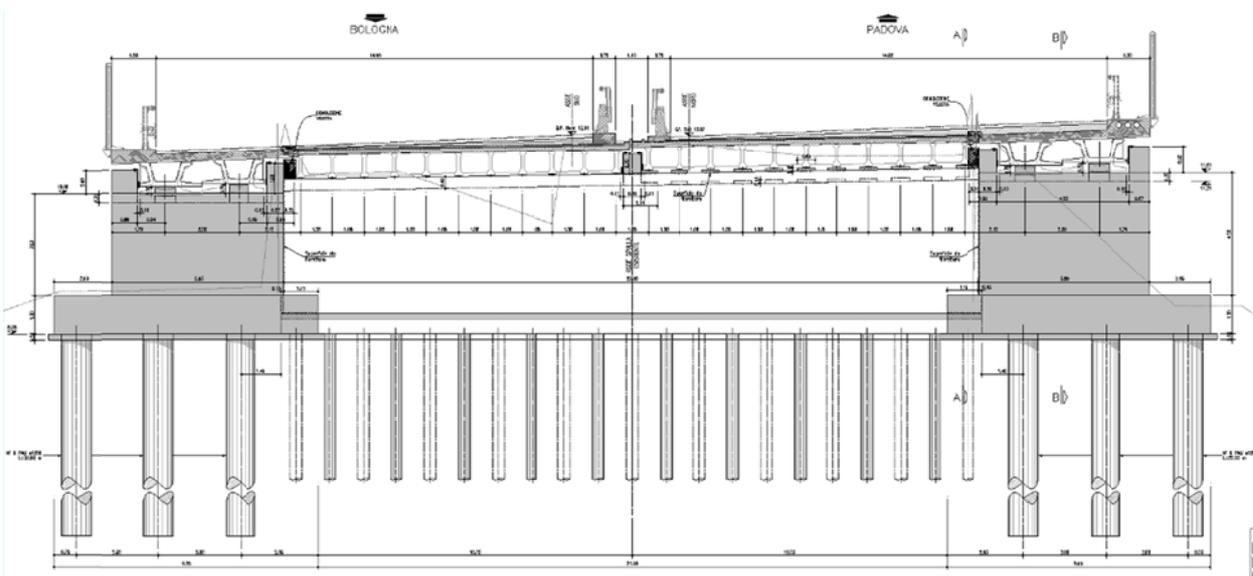


Figura 8-2 - Prospetto pila con notazione ritegni trasversali (campate centrali)

8.2.1 Sollecitazioni

In base a quanto indicato in precedenza, l'azione sismica totale sul ritegno è calcolata come segue.
 $F_{TRASV,tot} = m_{imp} \times a_g \times S / (n^\circ \text{ lati considerati} \times n^\circ \text{ ritegni per lato})$

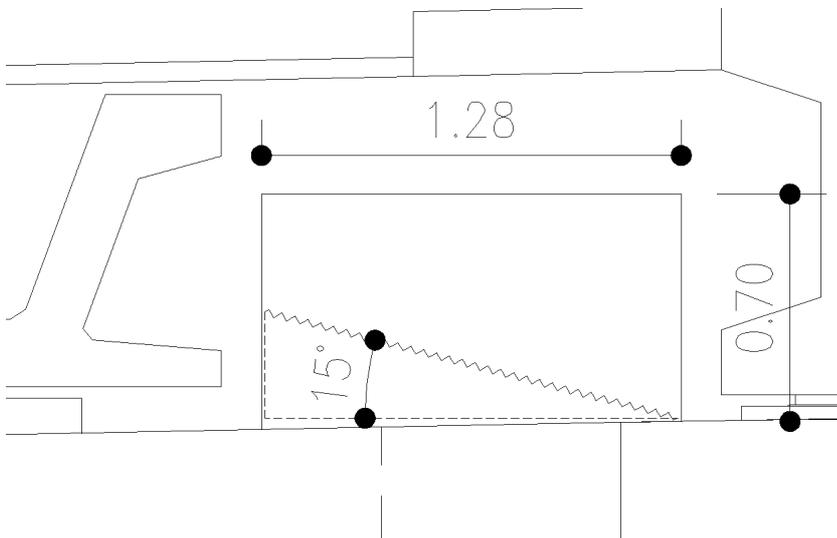
$$F_{TRASV,tot} = 556502 \text{ kg} \times 2.07 \text{ m/s}^2 \times 1.60 / (2 \times 1) = \dots\dots\dots 922 \text{ kN}$$

Superficie di verifica spalla	1.28 m x 0.90 m
Superficie di verifica pila	1.28 m x 0.70 m
As, long	3+3 \varnothing 26 = 2 x 15.93 cm ²
As, trasv	\varnothing 10/20 (2 bracci)

Non essendo presente un elemento puntuale che trasferisca le sollecitazioni, si assume che la forza sia applicata a metà altezza del ritegno.

8.2.2 Verifica

Si considera come resistente solo il ritegno sismico di dimensione minore
 L'elemento risulta essere tozzo, quindi si applica il metodo tirante puntone.
 Nell'immagine il meccanismo tirante puntone sulla pila.



Per la spalla:

La forza sull'elemento teso sarà $F_{sd} = 922 \text{ kN} \times \tan(24^\circ) = 410 \text{ kN}$.

La forza resistente vale $F_{rd} = 15.93 \text{ cm}^2 \times 391 \text{ MPa} = 622 \text{ kN}$.

Per la pila:

La forza sull'elemento teso sarà $F_{sd} = 2 \times 922 \text{ kN} \times \tan(15^\circ) = 494 \text{ kN}$.

La forza resistente vale $F_{rd} = 15.93 \text{ cm}^2 \times 391 \text{ MPa} = 622 \text{ kN}$.

9 Spostamenti

9.1 Perdita d'appoggio

Data la trasmissione delle azioni orizzontali e la particolare disposizione dei ritegni sismici, si verificano gli spostamenti controllando solo che non avvenga la perdita d'appoggio.

$$\delta_{\text{varchi}} = 3 \times 40 \text{ mm} = \dots\dots\dots 120 \text{ mm}$$

$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots \sim 420 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

9.2 Escursioni termiche

In base a quanto riportato nei paragrafi precedenti, si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} = 6.43 \text{ mm} - (-4.42 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 10.85 \text{ mm}$$

10 Strutture in ampliamento

10.1 Verifica spalle A di ampliamento

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

10.1.1 Paramento – Spalla A

Sezione di verifica alla base 1.00 m x 1.07 m

Armatura longitudinale $\varnothing 20/20$

10.1.1.1 Sollecitazioni

Di seguito i massimi valori di sollecitazione ricavati dagli involuppi.

COMBO SLU-STR					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
565.30	271.42	715.44	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	Mz [kNm/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]	Mx [kNm/m]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
285.54	370.57	943.23	-	-	-

10.1.1.2 Verifica a pressoflessione

TITOLO :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	107

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30.17	5
2	30.17	102

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett.

L₀ cm

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	285.54	943.23
2	565.30	715.44

Verifica soddisfatta.

10.1.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	370.57	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	285.54	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1.3	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	102.00	cm
Asl	30.17	cm ²
c	4.00	cm
α	0	gradi
α	0.00	rad
θ	45.00	gradi
$ctg\theta$	1.00	
$\theta_{imposto}$	45.00	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	20.923	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.2701	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	472.368	kN

Verifica soddisfatta.

10.1.2 Pali – Spalla A

I pali ($\Phi 1200$) sono armati con $30\Phi 24$ in senso longitudinale e staffe a spirale $\Phi 12/20$.

10.1.2.1 Sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni intradosso fondazione.

COMBO SLU-STR					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
8562	2681	8529	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5125	3769	11630			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
6524	2423	7817			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
2840	-471	448	1021

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
2910	-1290	630	1632

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
2360	-239	404	906

10.1.2.2 Verifica a pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]

Raggio interno: [] [cm]

N° barre uguali: 30

Diametro barre: 2.4 [cm]

Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1290 [kN]

M_{xEd}: 1632 [kNm]

M_{yEd}: 0 [kNm]

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰

f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰

E_s : 200000 N/mm² f_{cd} : 14.17

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8

ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6

τ_{c1} : 1.829

M_{xRd}: 1950 [kNm]

σ_c : -14.17 N/mm²

σ_s : 391.3 N/mm²

ϵ_c : 3.5 ‰

ϵ_s : 14.92 ‰

d: 114 [cm]

x: 21.67 x/d: 0.19

δ : 0.7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 [cm] Col. modello

Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-1290	1632

Aggiunge

Valori Infittisci punti

Verifica soddisfatta.

10.1.2.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	630	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-1290	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
b_w	108.00	cm
h_e	75.49	cm
d	69.49	cm
A_{sl}	135.6	cm ²
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	16.86	gradi
$ctg\theta$	3.30	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
A_{sw}	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	11.333	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0.991	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-1.5956	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	912.633	kN
V_{Rsd}	912.633	kN
V_{Rd}	912.633	kN

Verifica soddisfatta.

10.2 Verifica spalle B di ampliamento

10.2.1 Pali – Spalla B

I pali ($\Phi 1000$) sono armati con 24 $\Phi 24$ in senso longitudinale e staffe a spirale $\Phi 12/20$.

10.2.1.1 Sollecitazioni

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni intradosso fondazione.

COMBO SLU-STR					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
5347	897	2297	-	-	-

COMBO SLV					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
2635	1057	1501			

COMBO SLU-GEO					
Fx [kN]	Fy [kN]	Mz [kNm]	Fz [kN]	My [kNm]	Mx [kNm]
Verticale	Long	Long	Trasv	Trasv	Torc
4160	797	1964			

Nelle seguenti tabelle sono presenti le sollecitazioni sul singolo palo.

COMBO SLU-STR			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
1010	262	128	162

COMBO SLV			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
628	-104	151	239

COMBO SLU-GEO			
N, max [kN]	N, min [kN]	T [kNm]	M [kN]
823	158	114	154

10.2.1.2 Verifica a pressoflessione

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: [] [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.4 [cm]
 Copriferro (baric.): 6 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -104 [kN]
 M_{xEd}: 239 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

Materiali

B450C

ε_{su}: 67.5 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm²
 E_s: 200'000 N/mm²
 E_s/E_c: 15
 ε_{syd}: 1.957 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm²

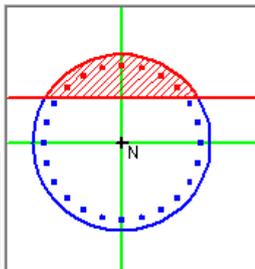
C25/30

ε_{c2}: 2 ‰
 ε_{cu}: 3.5 ‰
 f_{cd}: 14.17
 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 σ_{c,adm}: 9.75
 τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

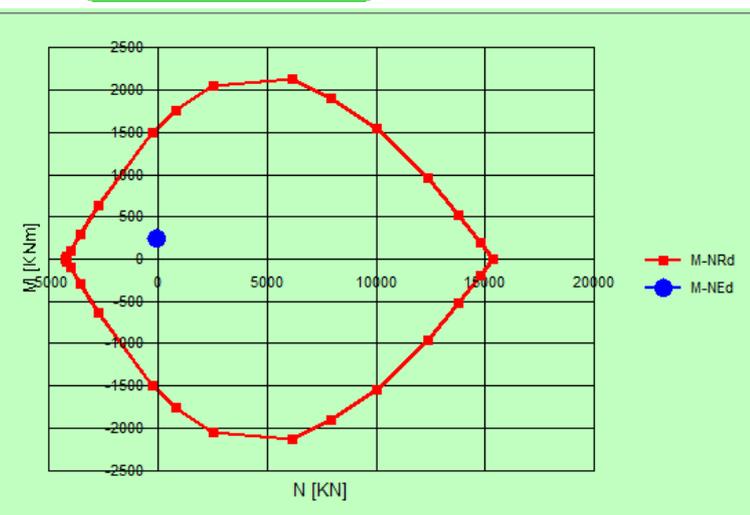
Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{xRd}: 1'542 [kNm]
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.714 ‰
 d: 94 cm
 x: 24.9 x/d: 0.2649
 δ: 0.7711



M [kNm] vs N [kN]

Legend: M-NRd (red line with squares), M-NEd (blue line with circles)

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	-104	239

Aggiunge

Valori Infitisci punti

Verifica soddisfatta.

10.2.1.3 Verifica a taglio

V_{sdu}	151	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	-104	kN
R_{ck}	25	N/mm ²
f_{ck}	20	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
b_w	90.00	cm
h_e	62.41	cm
d	56.41	cm
Asl	108.48	cm ²
c	6.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	17.27	gradi
$ctg\theta$	3.22	
$\theta_{imposto}$	-	gradi
Asw	2.26	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	11.333	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	0.991	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	-0.1870	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	722.008	kN
V_{Rsd}	722.008	kN
V_{Rd}	722.008	kN

Verifica soddisfatta.

10.3 Pile di ampliamento

Dal capitolo di analisi dei carichi si deducono i carichi della parte in ampliamento.

10.3.1 Azioni statiche

10.3.1.1 Azioni verticali

Pesi propri impalcato	3881kN
Pesi portati impalcato	1887kN
Pulvino	1036kN
Palo	19.63kN/m

Ampiamente a favore di sicurezza si attribuisce l'intera colonna di carico 1 alla sola parte in ampliamento trascurando il contributo della parte esistente.

Carico distribuito	$9 \cdot 3 \cdot 20 = 540 \text{ kN}$
Carico tandem	600Kn

Il calcolo delle sollecitazioni è svolto per un metro lineare di fusto, dividendo per la lunghezza in retto.

$$N \text{ pila} = (3881 + 1887 + 1036) \times 1 / 16.92 + 1140 = 630 \text{ kN}$$

10.3.1.2 Azioni orizzontali

Frenatura (413 da analisi dei carichi)	$417.51 / 16.92 = 25 \text{ kN}$
Termica : si assume forza d'attrito sull'appoggio	
Con coefficiente 0.3	$630 \times 0.3 = 189 \text{ kN}$

10.3.1.3 Azioni Fattorizzate

In combinazione A1 Avremo le seguenti azioni statiche a base fusto:

$$N = 630 \times 1.35 = 850.5 \text{ kN}$$

$$T = 189 \times 1.2 + 25 \cdot 1.35 = 260.2 \text{ kN}$$

$$M = 189 \times 1.2 \times 4 + 25 \times 1.35 \times 5.4 = 1089 \text{ kN}$$

10.3.2 Azioni sismiche

In combinazione sismica invece le azioni a base fusto sono le seguenti

	Massa [kN]	Accelerazione [g]	Fattore di struttura q	% ripartita in funzione della rigidezza	Forza sismica [kN/m]	Quota da base fusto [m]	Momento [kNm/m]	Taglio [kN/m]	Sforzo Assiale [kN/m]
Impalcato	5768	0.6182	1.5	42.91%	203.99	4.8	979.2	204.0	340.8983
pulvino	1036	0.6182	1.5	42.91%	36.64	3.6	131.9	36.6	61.22931
massa pila	540	0.6182	1.5	100%	44.51	1.5	66.8	44.5	108
Azioni totali							1177.8	285.1	510.1277

10.3.3 Verifiche strutturali

Si eseguono le verifiche del fusto della pila nella combinazione più gravosa.

10.3.3.1 Fusto

10.3.3.1.1 Verifica a pressoflessione SLU

Le verifiche sono svolte su un metro lineare di fusto armato con $\Phi 26/20''$

TITOLO : []

N* Vertici: 4 Zoom N* barre: 20 Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	50	50
2	-50	50
3	-50	-50
4	50	-50

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.309	-45	45
2	5.309	-22.5	45
3	5.309	0	45
4	5.309	22.5	45
5	5.309	45	45
6	5.309	-45	-45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 510 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5% ε_{c2}: 2%
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5%
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957% σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato: M_{xRd}: 2 038 kNm M_{yRd}: 0 kNm
σ_c: -14.17 N/mm² σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5% ε_s: 25.56%
d: 95 cm x: 11.44 x/d: 0.1205
δ: 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N* rett.: 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ°: 0
Precompresso: []

$$M_{SD}/M_{RD} = 1178/2038 = 0.58 \text{ Verificato}$$

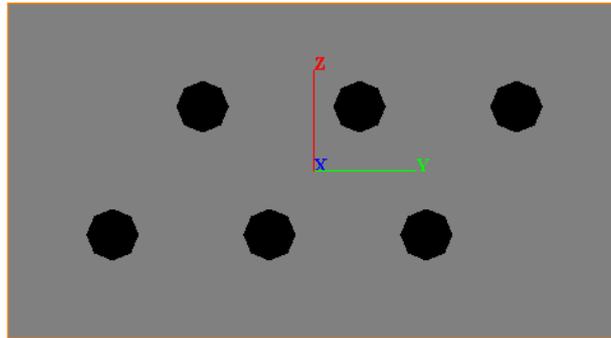
10.3.3.1.2 Verifica a taglio SLU

bw	100	cm
d	95	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
ctgθ	2.50	
θ imposto	21.80	gradi
Asw	2.26	cm²
passo staffe	20	cm
f _{cd}	15.867	N/mm²
f _{ctd0,05}	1.240	N/mm²
f _{yd}	391.304	N/mm²
σ _{cp}	0.5200	N/mm²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (Staffe)</i>		
V _{Rcd}	2415.496	kN
V _{Rsd}	945.214	kN
V _{Rd}	945.214	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 945/285.1 = 0.30 \text{ Verificato}$$

10.3.3.2 Plinto di fondazione

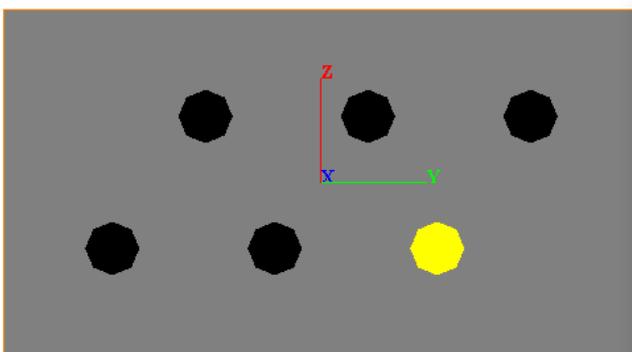
Verifica del plinto di fondazione Per il calcolo delle sollecitazioni sulla trave di fondazione è stato implementato un modello di calcolo FEM con il programma Group, al fine di determinare le sollecitazioni sulla palificata. La palificata in ampliamento è costituita da 3+3 pali $\Phi 1000$ lunghi 35 metri riportati nella seguente figura.



Le sollecitazioni intradosso fondazione sulla palificata esistente sono:

	Massa [kN]	Accelerazione [g]	Fattore di struttura q	% ripartita in funzione della rigidezza	Forza simica [kN/m]	Quota da intradosso fondazione [m]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo Assiale [kN]
Impalcato	5768	0.6182	1.5	42.91%	1019.97	6.6	6731.8	1020.0	1704.492
pulvino	1036	0.6182	1.5	42.91%	183.20	5.4	989.3	183.2	306.1466
massa pila	540.0	0.6182	1.5	100%	222.55	3.3	734.4	222.6	5850
Massa Plinto	1611.0	0.378	1	100%	608.96	0.9	548.1	609.0	1611.0
Azioni totali							9004	2035	9472

Dal modello di Group le più significative sui pali sono:



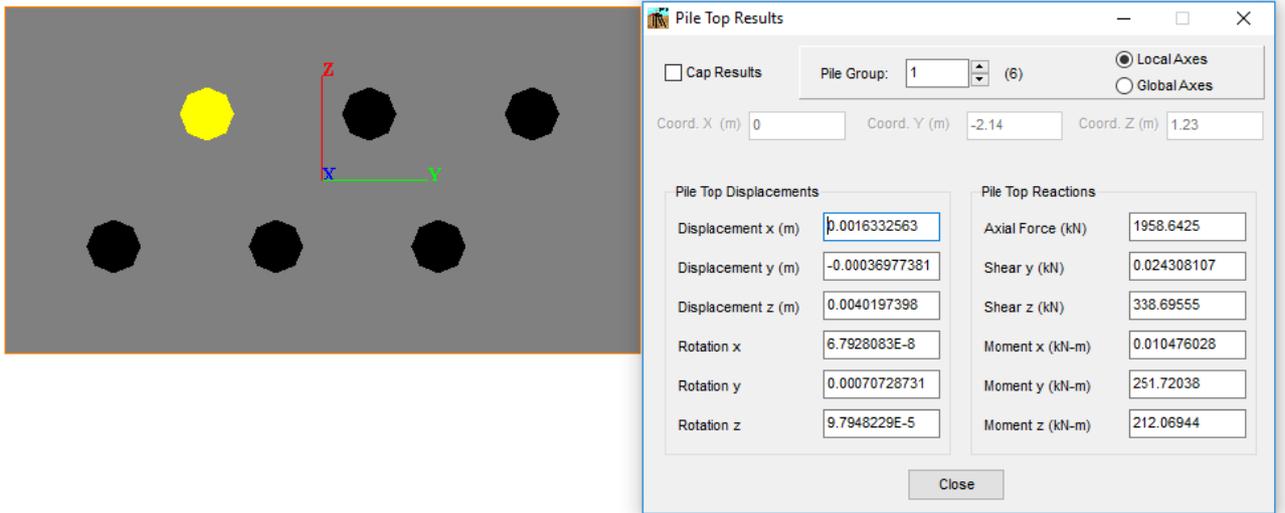
Pile Top Results

Cap Results Pile Group: 6 (6) Local Axes Global Axes

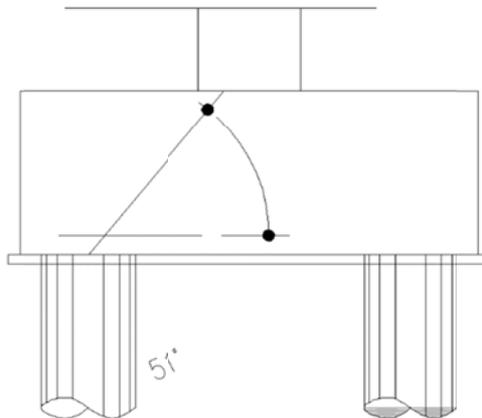
Coord. X (m) 0 Coord. Y (m) 2.14 Coord. Z (m) -1.23

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement x (m)	-0.00052588888	Axial Force (kN)	-727.42608
Displacement y (m)	-0.00036960671	Shear y (kN)	-0.029970553
Displacement z (m)	0.0040200305	Shear z (kN)	339.69242
Rotation x	6.7928083E-8	Moment x (kN-m)	0.010476028
Rotation y	0.00070728731	Moment y (kN-m)	253.79041
Rotation z	9.7948229E-5	Moment z (kN-m)	212.48852

Close



Da modello tirante-puntone si verificano le armature del plinto di fondazione.



La massima azione assiale sul singolo palo è 1960 kN. La biella compressa risulta inclinata di 51°, pertanto disponendo 7 Φ 26 in prossimità di ogni palo, la verifica dell'armatura del plinto sarà condotta come segue:

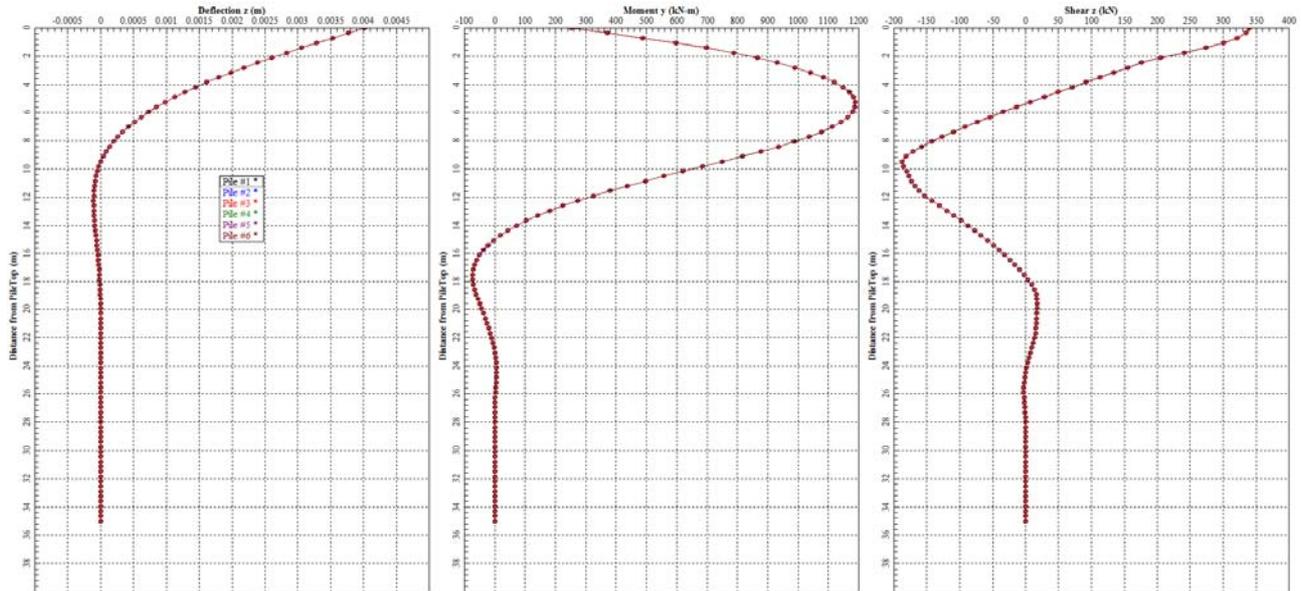
$$N_{SD} = 1960 \times \cos 51^\circ = 1233$$

$$N_{RD} = 3717 \times 391 / 1000 = 1453$$

$$N_{SD} / N_{RD} = 1233 / 1453 = 0.85 \text{ Verificato}$$

10.3.3.3 Pali

Momenti e tagli lungo i pali



10.3.3.3.1 Verifiche a pressoflessione

Titolo: _____

Sezione circolare cava
 Raggio esterno: 50 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 Diametro barre: 2.6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

N° barre: 0 **Zoom**

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: -737 [kN]
 M_{xEd}: 0 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali:
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Vertici: 50 N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My

M_{xRd}: 1546 [kN m]
 M_{yRd}: 0 [kN m]
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 9.91 ‰
 d: 91.5 cm
 x: 23.88 w/d: 0.261
 δ: 0.7663

angolo asse neutro θ°: 0
 Precompresso

$M_{SD}/M_{RD} = 1200/1546 = 0.776$ Verificato

10.3.3.3.2 Verifiche a taglio

R _{ck}	30	N/mm ²
f _{ck}	25	N/mm ²
γ _c	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
Φ	100	cm
b _w	90.00	cm
h _e	61.92	cm
d	53.92	cm
c	8.00	cm
α	90	gradi
θ	21.87	gradi
ctgθ	2.49	
A _{sw}	2.26	cm ²
passo staffe	10	cm
f _{cd}	14.167	N/mm ²
f _{ctd0,05}	1.119	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
σ _{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V _{Rcd}	1069.301	kN
V _{Rsd}	1069.301	kN
V _{Rd}	1069.301	kN

$$V_{SD}/V_{RD} = 350/1069 = 0.33 \text{ Verificato}$$

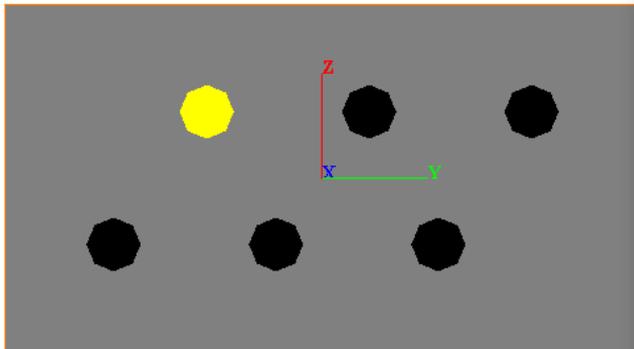
10.3.4 Azioni per le verifiche geotecniche

Si riportano le azioni intradosso fondazione per le combinazioni più significative ai fini del dimensionamento.

	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Sforzo Assiale [kN]
Sisma	9004	2035	4162
SLU (A1)	7794	1305	5620
SLE RARA	6385	1069	4162

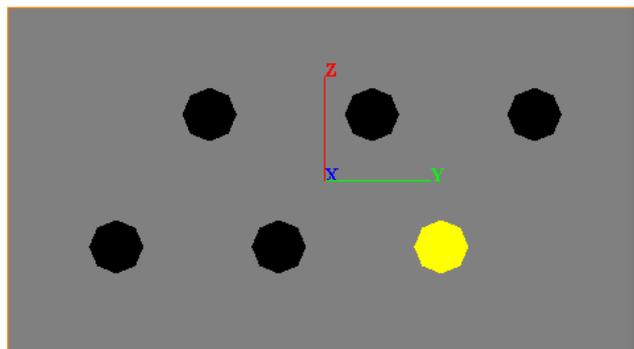
Dalla modellazione in Group si ottengono le seguenti azioni testa-palo e spostamenti:

Sisma, massima compressione



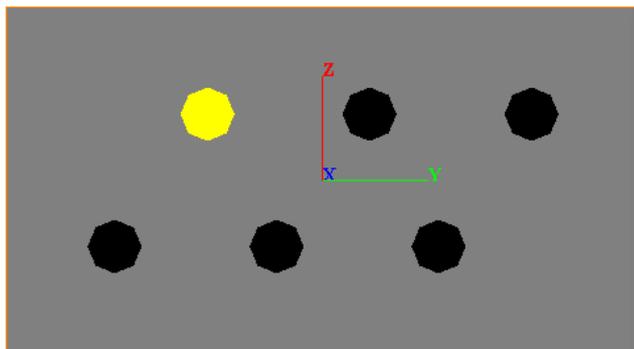
Pile Top Results		
<input type="checkbox"/> Cap Results	Pile Group: 1 (6)	<input checked="" type="radio"/> Local Axes <input type="radio"/> Global Axes
Coord. X (m)	0	Coord. Y (m) -2.14 Coord. Z (m) 1.23
Pile Top Displacements		
Displacement x (m)	0.0016332563	Axial Force (kN)
Displacement y (m)	-0.00036977381	Shear y (kN)
Displacement z (m)	0.0040197398	Shear z (kN)
Rotation x	6.7928083E-8	Moment x (kN-m)
Rotation y	0.00070728731	Moment y (kN-m)
Rotation z	9.7948229E-5	Moment z (kN-m)
Pile Top Reactions		
		Axial Force (kN)
		Shear y (kN)
		Shear z (kN)
		Moment x (kN-m)
		Moment y (kN-m)
		Moment z (kN-m)
Close		

Sisma, massima trazione



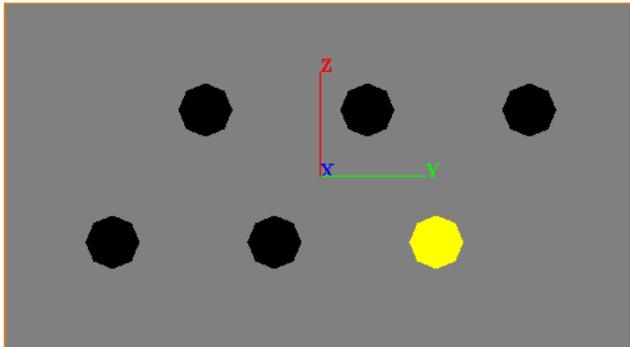
Pile Top Results		
<input type="checkbox"/> Cap Results	Pile Group: 6 (6)	<input checked="" type="radio"/> Local Axes <input type="radio"/> Global Axes
Coord. X (m)	0	Coord. Y (m) 2.14 Coord. Z (m) -1.23
Pile Top Displacements		
Displacement x (m)	-0.00052588888	Axial Force (kN)
Displacement y (m)	-0.00036960671	Shear y (kN)
Displacement z (m)	0.0040200305	Shear z (kN)
Rotation x	6.7928083E-8	Moment x (kN-m)
Rotation y	0.00070728731	Moment y (kN-m)
Rotation z	9.7948229E-5	Moment z (kN-m)
Pile Top Reactions		
		Axial Force (kN)
		Shear y (kN)
		Shear z (kN)
		Moment x (kN-m)
		Moment y (kN-m)
		Moment z (kN-m)
Close		

SLU A1, massima compressione



Pile Top Results		
<input type="checkbox"/> Cap Results	Pile Group: 1 (6)	<input checked="" type="radio"/> Local Axes <input type="radio"/> Global Axes
Coord. X (m)	0	Coord. Y (m) -2.14 Coord. Z (m) 1.23
Pile Top Displacements		
Displacement x (m)	0.0015185717	Axial Force (kN)
Displacement y (m)	-0.0002621152	Shear y (kN)
Displacement z (m)	0.0025814513	Shear z (kN)
Rotation x	2.9502705E-8	Moment x (kN-m)
Rotation y	0.00052383627	Moment y (kN-m)
Rotation z	7.2505307E-5	Moment z (kN-m)
Pile Top Reactions		
		Axial Force (kN)
		Shear y (kN)
		Shear z (kN)
		Moment x (kN-m)
		Moment y (kN-m)
		Moment z (kN-m)
Close		

SLU A1, massima trazione



Pile Top Results

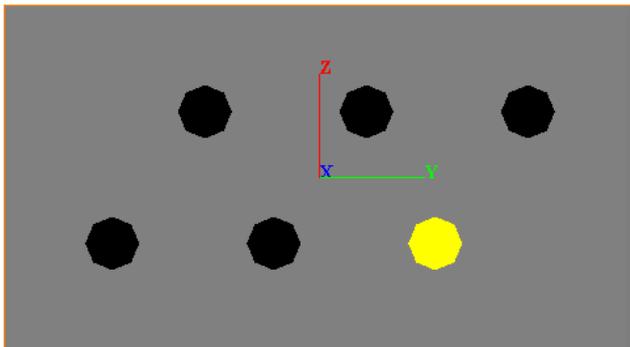
Cap Results Pile Group: 6 (6) Local Axes Global Axes

Coord. X (m) 0 Coord. Y (m) 2.14 Coord. Z (m) -1.23

Pile Top Displacements		Pile Top Reactions	
Displacement x (m)	-8.0388197E-5	Axial Force (kN)	-111.00581
Displacement y (m)	-0.00026204262	Shear y (kN)	-0.016183415
Displacement z (m)	0.0025815776	Shear z (kN)	217.74955
Rotation x	2.9502705E-8	Moment x (kN-m)	0.004549976
Rotation y	0.00052383627	Moment y (kN-m)	380.90405
Rotation z	7.2505307E-5	Moment z (kN-m)	161.56852

Close

Spostamenti della fondazioni nella combinazione SLE RARA di esercizio



Pile Cap Results

Cap Results

Coord. X (m) 0 Coord. Y (m) 0 Coord. Z (m) 0

At Origin

Pile Cap Displacements		Applied Forces in Pile Cap	
Displacement X (m)	0.00050212627	Force X (kN)	4162
Displacement Y (m)	-0.00018375908	Force Y (kN)	0
Displacement Z (m)	0.0019562036	Force Z (kN)	1069
Rotation X	1.5194833E-8	Moment X (kN-m)	0
Rotation Y	0.0004066295	Moment Y (kN-m)	6385
Rotation Z	5.1913574E-5	Moment Z (kN-m)	0

Close