

autostrade **//** per l'italia

AUTOSTRADA (A13) : BOLOGNA-PADOVA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE – PADOVA SUD

PROGETTO DEFINITIVO


AU – CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MAGGIORI
PONTI E VIADOTTI
PROLUNGAMENTO SOTTOVIA VIA RIVELLA

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. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Orlando Mazza Ord. Ingg. Pavia N. 1496 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--	--	---

CODICE IDENTIFICATIVO																Ordinatore: —	
RIFERIMENTO PROGETTO					RIFERIMENTO DIRETTORIO					RIFERIMENTO ELABORATO							
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS tipologia		progressivo			PARTE D'OPERA			Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111305	0002	PD	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0000	0	STR	0907	00
																SCALA: —	

	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:			REVISIONE	
	Ing. Ilaria Lavander Ord. Ingg. Milano N. 29830					n.	data
						0	SETTEMBRE 2016
						1	—
						2	—
REDATTO:	—		VERIFICATO:	Ing. F. C. Berri – O.I. Mi n'A28443		3	—
						4	—

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Tosi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	--

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	4
1.2	MODALITÀ REALIZZATIVE	9
1.3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
1.4	CONTESTUALIZZAZIONE	10
1.4.1	<i>Condizioni ambientali e classi di esposizione</i>	10
1.4.2	<i>Sismicità</i>	11
1.4.3	<i>Parametri geotecnici</i>	11
1.5	CARATTERISTICHE MATERIALI	12
1.5.1	<i>Calcestruzzo opere in ampliamento</i>	12
1.5.2	<i>Acciaio per c.a. opere in ampliamento</i>	13
1.5.3	<i>Materiali opere esistenti</i>	13
1.5.4	<i>Coefficienti parziali di sicurezza</i>	14
1.6	SOFTWARE DI CALCOLO	15
1.7	CONVENZIONI GENERALI	15
2	IMPOSTAZIONI DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE	16
2.1	AZIONI DELL'IMPALCATO	16
2.2	AZIONI SUL CORPO SPALLA	17
2.3	VERIFICHE ESEGUITE	17
3	ANALISI DEI CARICHI	18
3.1	CONTRIBUTI DI IMPALCATO	18
3.1.1	<i>Pesi propri e permanenti portati Gk1 e Gk2 (Fasi 1 e 2a)</i>	18
3.1.2	<i>Variazioni termiche Tk (Fase 3a)</i>	19
3.1.3	<i>Carichi mobili Qk (Fase 3b)</i>	20
3.1.4	<i>Azioni di accelerazione/frenatura Qk (Fase 3b)</i>	21
3.1.5	<i>Inerzia sismica Ed</i>	22
3.1.6	<i>Inclinazione impalcato</i>	22
3.2	CONTRIBUTI DEL CORPO SPALLA	23
3.2.1	<i>Pesi propri Gk1</i>	23
3.2.2	<i>Spinta delle terre Gk,ep</i>	23
3.2.3	<i>Sovraccarico accidentale a tergo spalla</i>	24
3.2.4	<i>Azioni sismiche Ed</i>	25
3.2.5	<i>Azione equilibrante dei tiranti a tergo spalla esistente</i>	27
4	COMBINAZIONI DI CARICO	28
5	VERIFICA SPALLA ESISTENTE	30
5.1	PARAMENTO	30
5.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	30
5.1.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	31
5.1.3	<i>Verifica a taglio</i>	32
5.2	PARAGHIAIA (NON RINFORZATO)	32
5.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	32
5.2.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	33
5.2.3	<i>Verifica a taglio</i>	34

5.3	PALI SPALLA ESISTENTE	35
5.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	35
5.3.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	37
5.3.3	<i>Verifica a taglio</i>	38
5.4	PIEDE DI FONDAZIONE	39
5.4.1	<i>Sollecitazioni</i>	40
5.4.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	41
5.4.3	<i>Verifica a taglio</i>	42
5.5	TIRANTE A TERGO SPALLA	43
5.6	SPALLA NEL PIANO TRASVERSALE	43
5.6.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	44
5.6.2	<i>Verifica a taglio</i>	44
6	RITEGNI SISMICI	45
6.1	RITEGNO LONGITUDINALE	45
6.1.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	46
6.1.2	<i>Verifica a taglio</i>	46
6.2	RITEGNI TRASVERSALI	47
6.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	47
6.2.2	<i>Verifica a pressoflessione</i>	48
6.2.3	<i>Verifica a taglio</i>	48
7	SPOSTAMENTI	49
7.1	PERDITA D'APPOGGIO	49
7.2	ESCURSIONI TERMICHE	49

1 Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli statici relativi alle sottostrutture dell'ampliamento del Sottovia di via Rivella sull'autostrada A13 Bologna - Padova alla progressiva km 91+685.

1.1 *Descrizione generale dell'opera*

Lo schema statico vede la presenza di una campata di impalcato appoggiata 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 spalle;
 - le sollecitazioni orizzontali longitudinali ai dispositivi di ritegno longitudinale.

In direzione trasversale per le spalle si prevede la realizzazione di cinque dispositivi di ritegno trasversale a semplice effetto per ogni estremo di 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.

Le spalle esistenti in c.a. sono del tipo a mensola e fondate su pali tipo SCAC Ø480 mm (v. Figura 1-1 e Figura 1-2)

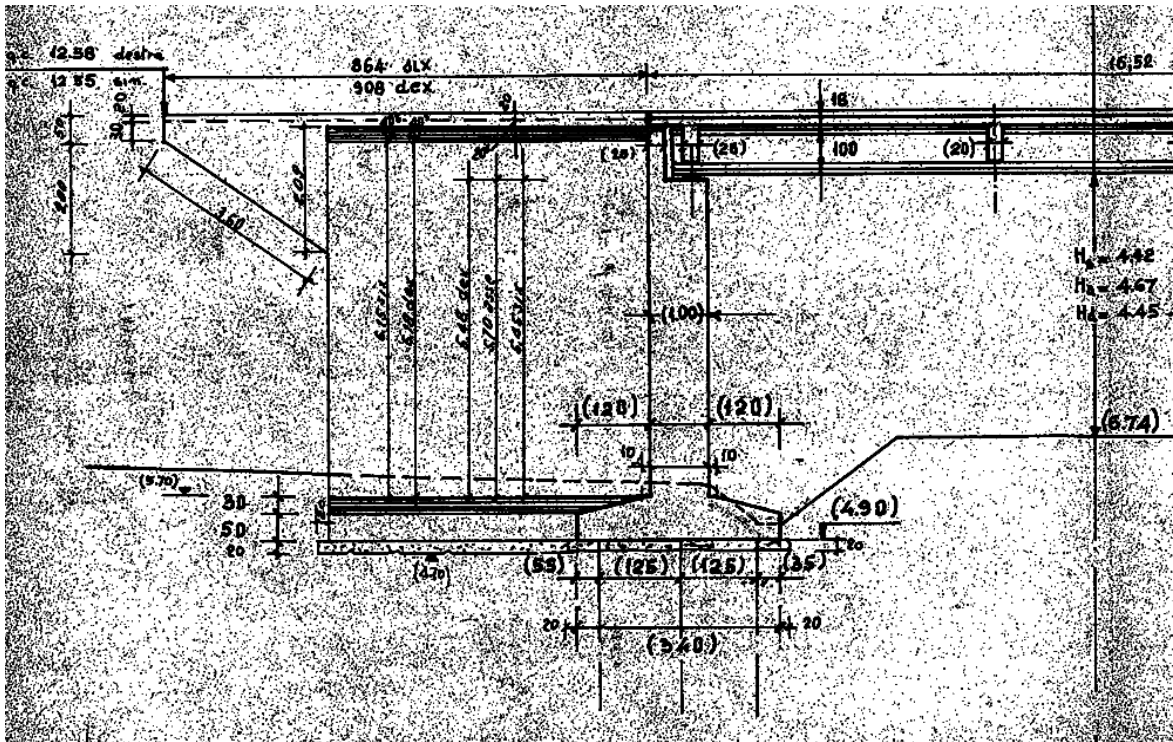


Figura 1-1 - Semi-sezione longitudinale del sottovia in obliquo

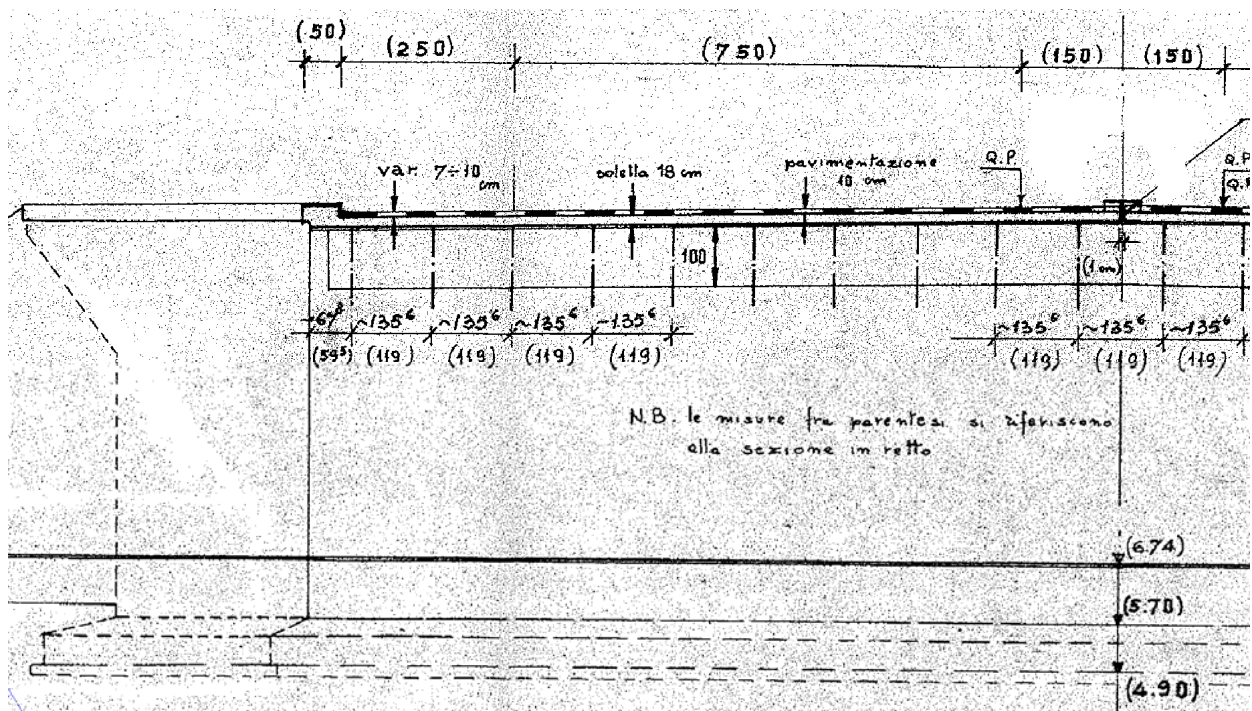


Figura 1-2 - Semi-prospetto spalla esistente

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

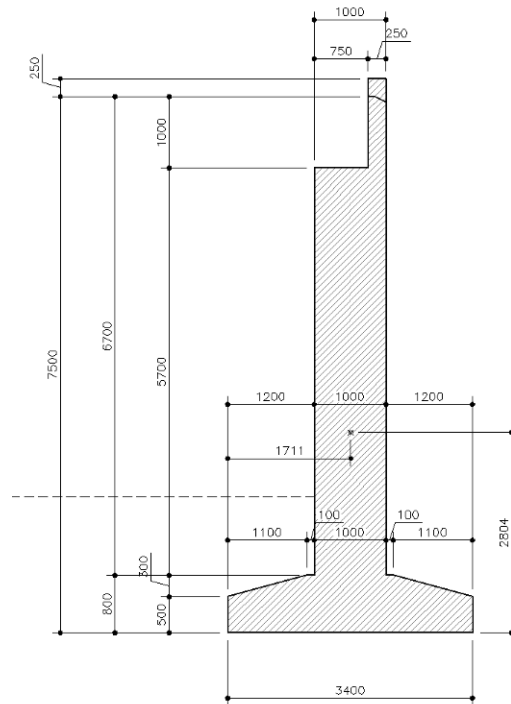


Figura 1-3 - Geometria di calcolo spalla esistente

A tergo delle spalle esistenti saranno collegati degli elementi in c.a. di dimensioni trasversali pari a $0.50 \times 0.70 \text{ m}^2$ 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 posizionandone l'estradosso alla quota del piano appoggi e saranno vincolati a 27 micropali $\varnothing 168.3/12.5 - \varnothing_{\text{perf}} = 240 \text{ mm}$ a tergo delle spalle esistenti (v. Figura 1-4 e Figura 1-5).

Per la realizzazione dei tiranti sarà demolito e ricostruito il paraghiaia in corrispondenza degli stessi per una fascia di larghezza funzione delle fasi di cantierizzazione dell'opera (v. Figura 1-6). Sarà inoltre demolita la parte superiore del muro di risvolto esistente sopra il quale saranno posizionati i tiranti con i micropali (v. Figura 1-5).

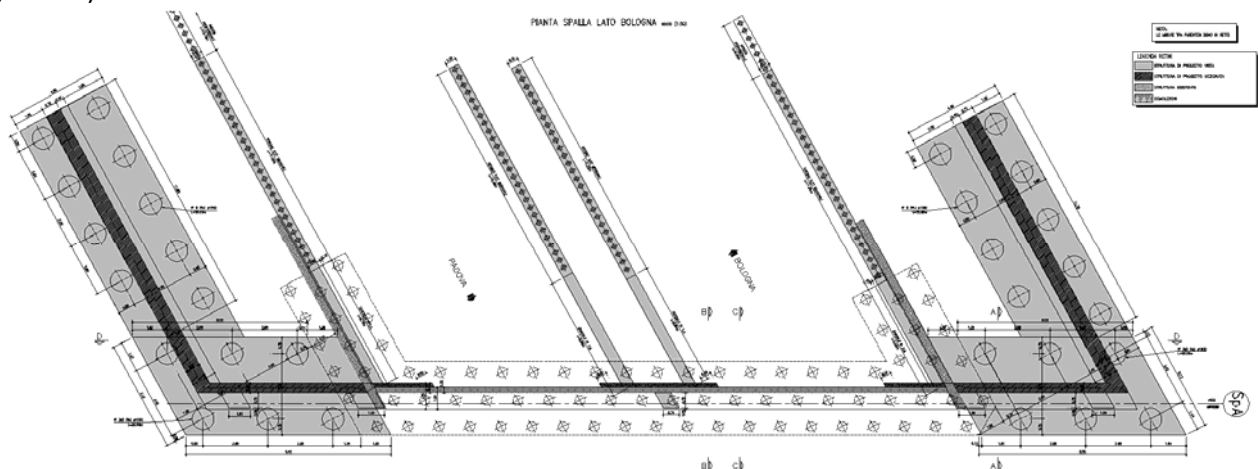


Figura 1-4 - Pianta con localizzazione tiranti a tergo spalla

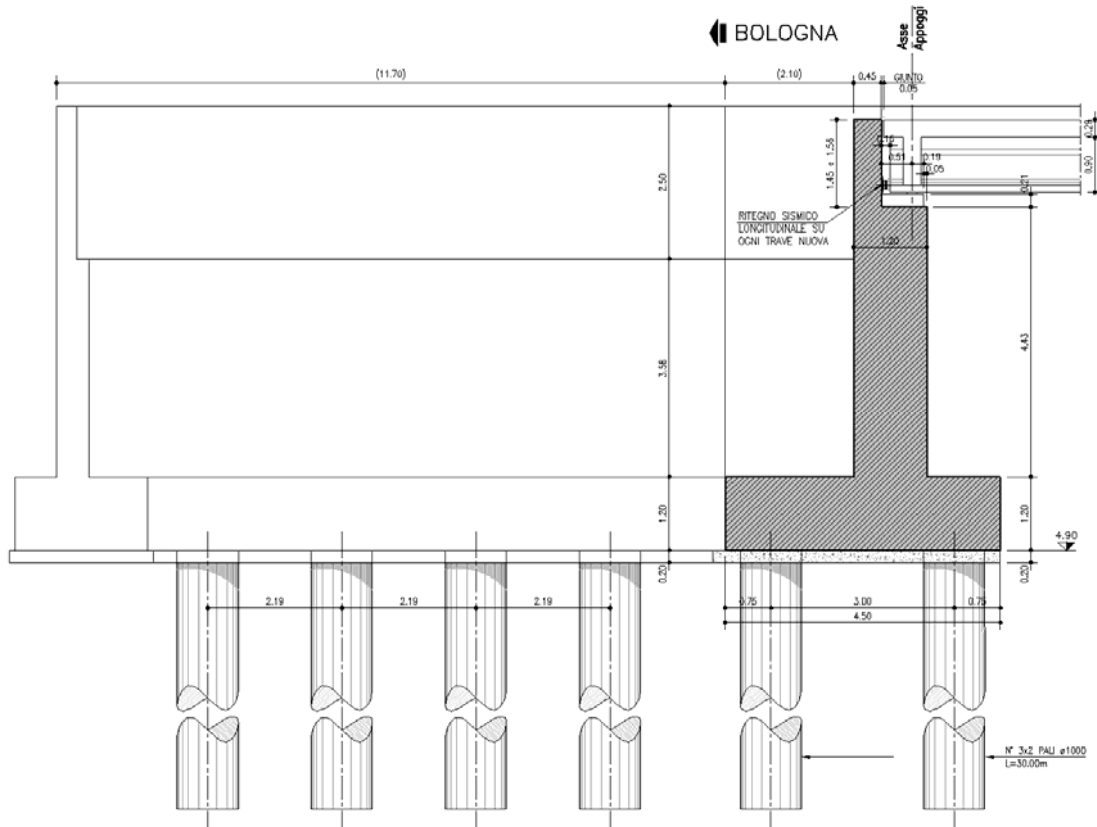


Figura 1-7 - Sezione longitudinale spalla in ampliamento

1.2 Modalità realizzative

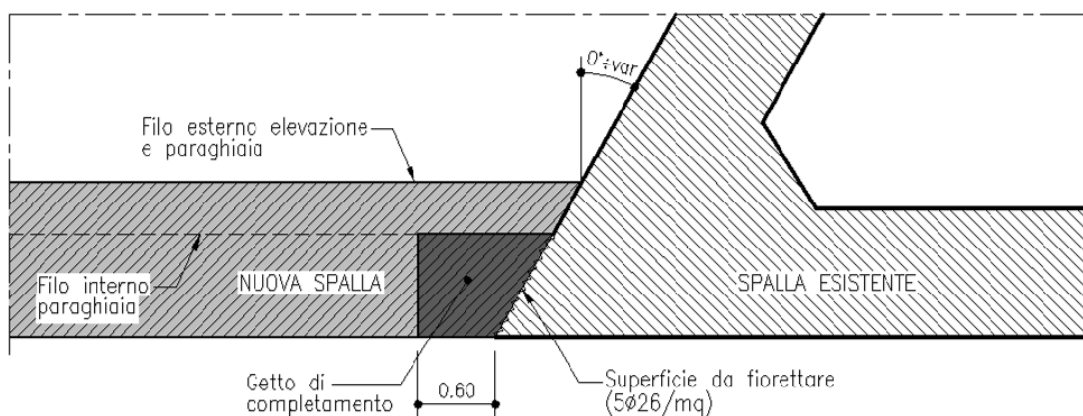
Le porzioni di spalle nuove ed esistenti saranno calcolate come mutualmente indipendenti.

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 (v. Figura 1-8):

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. Realizzazione palificate dei tiranti a tergo spalle esistenti.
7. Realizzazione tiranti a tergo spalla

PIANTA ELEVAZIONE



PIANTA PARAGHIAIA

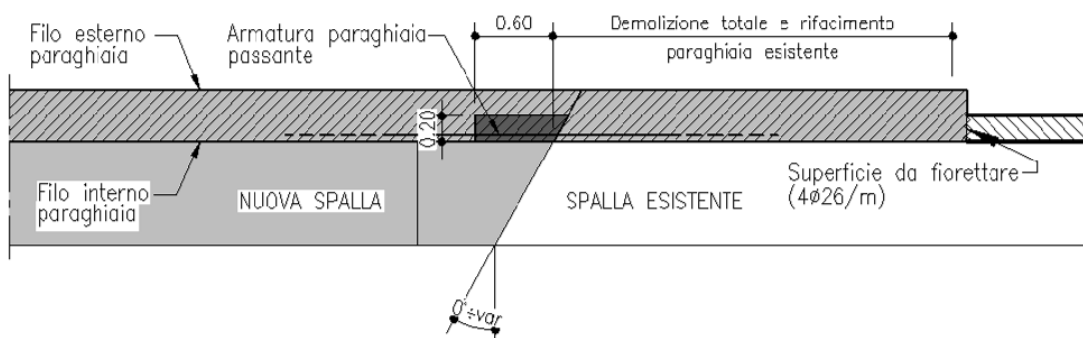


Figura 1-8 - Fasi della connessione posticipata spalla

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. 14/01/2008: 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:

Tmin = -15 °C

Tmax = +45 °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:	XF2
fondazioni spalla:	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 → Cu = 2.0
Vita di riferimento	100 anni
ag	0.081 g = 0.79 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/m ³
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 esposizione XC2

MAGRO PER SOTTOFONDAZIONI

Classe..... C12/15

Classe di esposizione X0

FONDAZIONI SPALLE E MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizione XC2

PULVINO

Classe..... C32/40

Classe di esposizione XF4

ELEVAZIONI MURI

Classe..... C28/35

Classe di esposizione XF2

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 esposizione XC2

Eventuali additivi secondo NTA

1.5.3 Materiali opere esistenti

Calcestruzzo spalla Rck 55 MPa

Armatura spalla Aq60

Calcestruzzo pali spalla Rck 50 MPa

Armatura pali spalla (equiv.) B450C

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.

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 x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

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

F_x azione orizzontale longitudinale (positiva se ribaltante)
F_y azione orizzontale trasversale (trascurata)
F_z azione verticale (positiva se verso l'alto)
M_x momento ribaltante trasversale (trascurato)
M_y momento ribaltante longitudinale (positivo se ribaltante)
M_z 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.

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.

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 Azioni dell'impalcato

Gli impalcato 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, 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.

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) sono poi sommate secondo le combinazioni di Normativa in modo da massimizzare/minimizzare gli effetti delle sollecitazioni sulla spalla:

max/min F_x (azione orizzontale longitudinale)

max/min Fz (azione verticale sulla spalla)

2.2 Azioni sul corpo spalla

Le azioni agenti sul corpo della spalla esistente/in ampliamento (v. § 3.2), oltre che quelle derivanti dall'impalcato del paragrafo § 2.1, sono le seguenti:

- Pesì 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 rigidità 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 determinazioni delle sollecitazioni, si verificano le sezioni significative (v. §2.3).

Per le spalle in ampliamento si determinano solo le sollecitazioni globali alla base delle fondazioni in modo da condurre le verifiche geotecniche necessarie e si rimanda alle specifiche del progetto esecutivo la verifica delle sezioni in c.a. Si provvederà alla determinazione di un tasso di incidenza delle armature tale da garantire la rigidità necessaria delle spalle in ampliamento (con rigidità globale maggiore rispetto alla struttura esistente).

2.3 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:

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

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

3 Analisi dei carichi

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 Contributi di impalcato

3.1.1 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 15.65 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 20 cm ossia con un'intensità pari a 4.40 kN/m².

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

		b [m]	h [m]	L [m]	A [m ²]	q sup [kN/m ²]	q lin [kN/m]	incred [%]	q lin increm [kN/m]	PP 1 tr [kN]	n° elem / imp [-]	PP 1 imp [kN]
F1	Travi esistenti			15.65	0.182		4.55	3%	4.69	73.34	10	733.44
	Traversi esistenti	0.20	0.80	10.87	0.16		4.00	0%	4.00	43.49	4	173.97
	Soletta esistente	11.45	0.23	15.65	2.6335		65.84	0%	65.84	1030.36	1	1030.36
	Soletta nuova (+copp.)	7.30	0.29	15.65	2.117		52.93	0%	52.93	828.28	1	828.28
	Travi nuove (<u>ALV90</u>)			15.65	0.714		17.85	3%	18.38	287.69	2	575.39
										2263.16		3341.42
F2a	Cordoli	3.00	0.15	15.65	0.45		11.25	0%	11.25	176.06	1	176.06
	Veletta	0.05	0.5	15.65	0.025		0.63	0%	0.63	9.78	1	9.78
	Pavimentazione	14.95		15.65		4.40	65.78	0%	65.78	1029.46	1	1029.46
	Barriera+rete			15.65			2.00	0%	2.00	31.30	1	31.30
	FOA			15.65			4.00	0%	4.00	62.60	1	62.60
	NewJersey			15.65			6.20	0%	6.20	97.03	1	97.03
										1406.23		1406.23
F1 + F2a										3669.39		4747.66

3.1.2 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, 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:

$\Delta L_{contr} = \epsilon_{contr} \times L_{calcolo} =$	-3.44 mm
$\Delta L_{exp} = \epsilon_{exp} \times L_{calcolo} =$	+5.01 mm

3.1.3 Carichi mobili Q_k (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 in esame, 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.

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 TS	UDL 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, 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.

Tabella 3-2 - Valutazione carichi mobili di Gruppo 1

B carreggiata	14.95 [m]				
L calcolo	15.65 [m]				
	Corsia 1	Corsia 2	Corsia 3	Remaining	TOT
Presenza	1	1	1	1	
Larghezza [m]	3.00	3.00	3.00	5.95	14.95
TS [n°]	2	2	2		
[kN]	300	200	100		600.00
tot	600	400	200		1200.00
UDL [kN/m²]	9.00	2.50	2.50	2.50	
[kN/m/corsia]	27.00	7.50	7.50	14.88	56.875
R max TS	1 153.99 [kN]		Folla	2.50 [kN/m²]	
R max UDL	445.05 [kN]		b _{tot} (1 imp.)	1.00 [m]	
	1 599.04 [kN]		R _{tot} (1 imp.)	19.56 [kN]	

3.1.4 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	15.65 m

La forza di accelerazione/frenatura risulta quindi pari a:

$$q_x = \pm 402.26 \text{ kN}$$

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).

3.1.5 Inerzia sismica Ed

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

Salvaguardia della vita (SLV):		
Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	949	[anni]
ag:	0.081	[g]
F ₀ :	2.803	[-]
Tc*:	0.37	[s]
Suolo Categoria	D	
St	1.000	[-]
Ss	1.800	[-]
S	1.800	[-]
Cc	2.055	[-]
T _B	0.25	[sec]
T _C	0.76	[sec]
T _D	1.92	[sec]

Come anticipato in § 2.1, 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:

Massa impalcato (tot 2 imp.)	9 495.31	[kN]
	949 531	[kg]
Massa afferente spalla	4 747.66	[kN]
	474 766	[kg]
% attrito	100%	
	69 221	[kg]
F _{SISMICA}	692.21	[kN]
	16 196	[N/m]

3.1.6 Inclinazione impalcato

L'impalcato è inclinato di 28.67°, di conseguenza le azioni di frenatura e termica saranno scomposte nella componente longitudinale (considerata nel calcolo) ed in quella trasversale (trascurata).

3.2 Contributi del corpo spalla

3.2.1 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.

Tabella 3-3 - Pesì propri spalla esistente

Area trasversale	8.40 [m ²]
N pp	210.06 [kN/m]
xG tot (rib)	1.714 [m]
B fondazione	3.400 [m]
eG	-0.014 [m]
M pp (stab)	360.04 [kNm/m]
yGtot	2.843 [m]

Tabella 3-4 - Pesì propri spalla in ampliamento

Area trasversale	10.68 [m ²]
N pp	267.00 [kN/m]
xG tot (rib)	1.971 [m]
B fondazione	4.500 [m]
eG	0.279 [m]
M pp (stab)	526.16 [kNm/m]
yGtot	2.640 [m]

3.2.2 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 3-5 - Parametri del terreno M1 e M2

Φ_K	γ_{M2}	Φ_K	tg (Φ_{d2})	Φ_{d2}	Φ_{d2}
[°]	[-]	[rad]	[-]	[rad]	[°]
35.0	1.25	0.61	0.560	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.

Tale spinta è eventualmente depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Per la spalla esistente valutiamo quanto segue.

Tabella 3-6 - Spinta delle terre a monte - Spalla esistente

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
162.76	420.47	206.28	532.89
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
170.10	477.05		

La spinta della porzione del terreno a valle è valutata come funzione della spinta a riposo ed anch'essa è depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Tabella 3-7 - Spinta delle terre a valle - Spalla esistente

F_H caratt	M_{stab} caratt	F_H M2	M_{stab} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-15.39	-9.75	-18.46	-11.69
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
29.70	17.05		

Analogamente per la spalla in ampliamento.

Tabella 3-8 - Spinta delle terre a monte - Spalla in ampliamento

F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
236.68	587.74	283.78	704.71
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
279.30	963.59		

Tabella 3-9 - Spinta delle terre a valle - Spalla in ampliamento

F_H caratt	M_{stab} caratt	F_H M2	M_{stab} M2
[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-15.39	-9.75	-18.46	-11.69
F_V caratt PORTATO	M_{stab} caratt		
[kN/m]	[kNm/m]		
26.40	15.84		

3.2.3 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.

Anche in questo caso si valuta l'azione depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

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

Tabella 3-10 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla esistente

$F_{Z_{Acc}}$ Tergo	F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-24.00	42.00	95.45	53.23	138.97

Tabella 3-11 - Sovraccarico accidentale a tergo spalla - Spalla in ampliamento

$F_{Z_{Acc}}$ Tergo	F_H caratt	M_{rib} caratt	F_H M2	M_{rib} M2
[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]
-42.00	63.54	91.78	76.18	138.88

3.2.4 Azioni sismiche Ed

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

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

Anche in questo caso si valuta l'azione depurata in funzione della geometria delle aperture della spalla passante.

Tabella 3-12 - Sovrappinta sismica - Spalla esistente

Spinte parametri caratteristici		
S _{H_Stat. Attiva}	S _{H_Sism. Attiva}	ΔS _{sismica}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
162.76	218.56	55.80

Spinte parametri abbattuti (M2)		
S _{H_Stat. Attiva}	S _{H_Sism. Attiva}	ΔS _{sismica}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
206.28	269.73	63.45

Tabella 3-13 - Sovrappinta sismica - Spalla in ampliamento

Spinte parametri caratteristici		
S _{H_Stat. Attiva}	S _{H_Sism. Attiva}	ΔS _{sismica}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
150.41	202.61	52.21

Spinte parametri abbattuti (M2)		
S _{H_Stat. Attiva}	S _{H_Sism. Attiva}	ΔS _{sismica}
[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
190.62	250.00	59.38

Cautelativamente non si valuta una sovrappinta sismica di valle.

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

$$Fh_INERZIA = \text{massa [kg]} \times a_g \text{ [m/s}^2\text{]} \times S \text{ [-]}$$

Complessivamente risulta:

Tabella 3-14 - Addendi azioni sismiche (inerzie + sovraspinte) - Spalla esistente

	Peso	h_G	F_{H_Long}	M_{Long}
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
PP spalla	210.06	2.84	30.63	87.07
PP Terreno a monte	170.10	4.21	24.80	104.30
Sovrasp. terr. monte (k)	0.00	3.88	55.80	216.21
Sovrasp. terr. monte (M2)	0.00	3.88	63.45	245.87

Tabella 3-15 - Addendi azioni sismiche (inerzie + sovraspinte) - Spalla in ampliamento

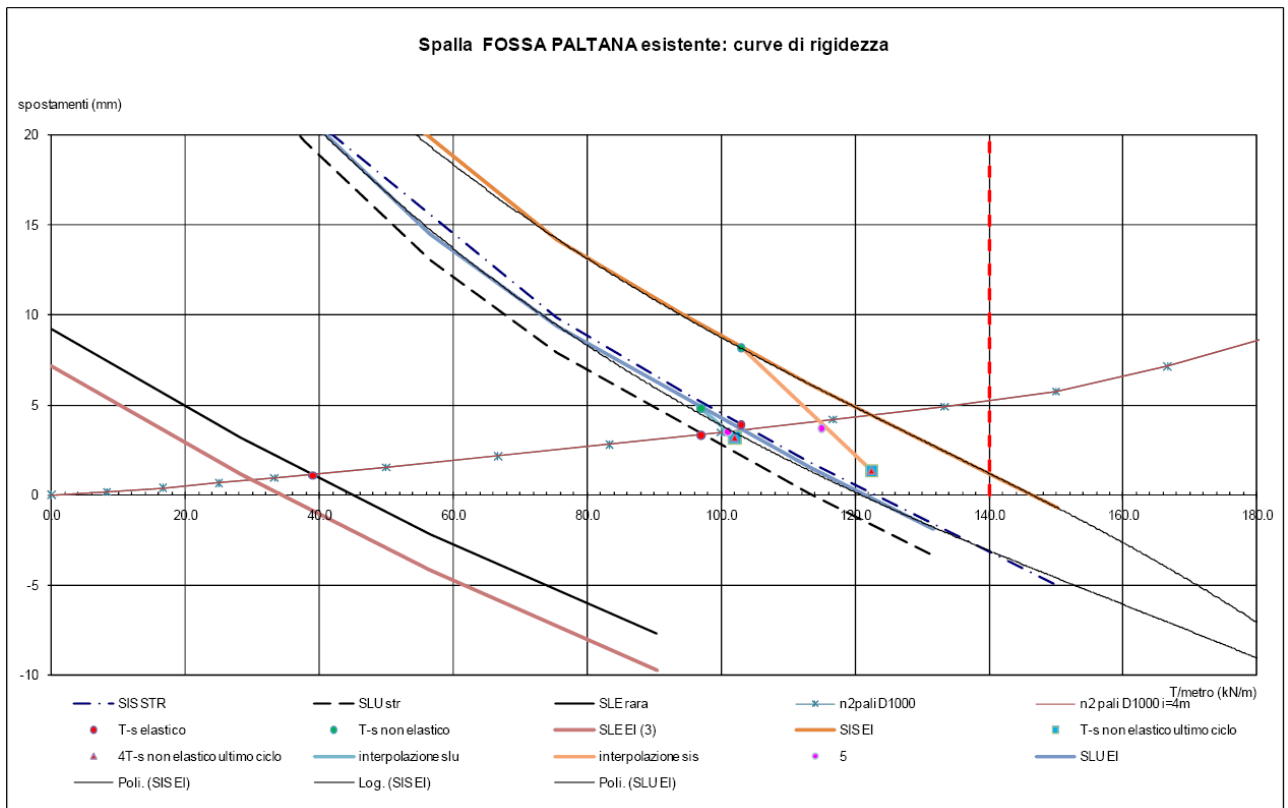
	Peso	h_G	F_{H_Long}	M_{Long}
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
PP spalla	267.00	2.64	38.93	102.76
PP Terreno a monte	279.30	4.13	40.72	167.98
Sovrasp. terr. monte (k)	0.00	3.73	52.21	194.46
Sovrasp. terr. monte (M2)	0.00	3.73	59.38	221.18

3.2.5 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.



Punto di equilibrio finale 5

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.

$$N_{SISMICO} = 690 \text{ kN} / 6.00 \text{ m} = \dots\dots\dots 115.00 \text{ kN/m}$$

$$N_{SLU} = 606 \text{ kN} / 6.00 \text{ m} = \dots\dots\dots 101.00 \text{ kN/m}$$

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)

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

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

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

S.L.U. - T_k dominante

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

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

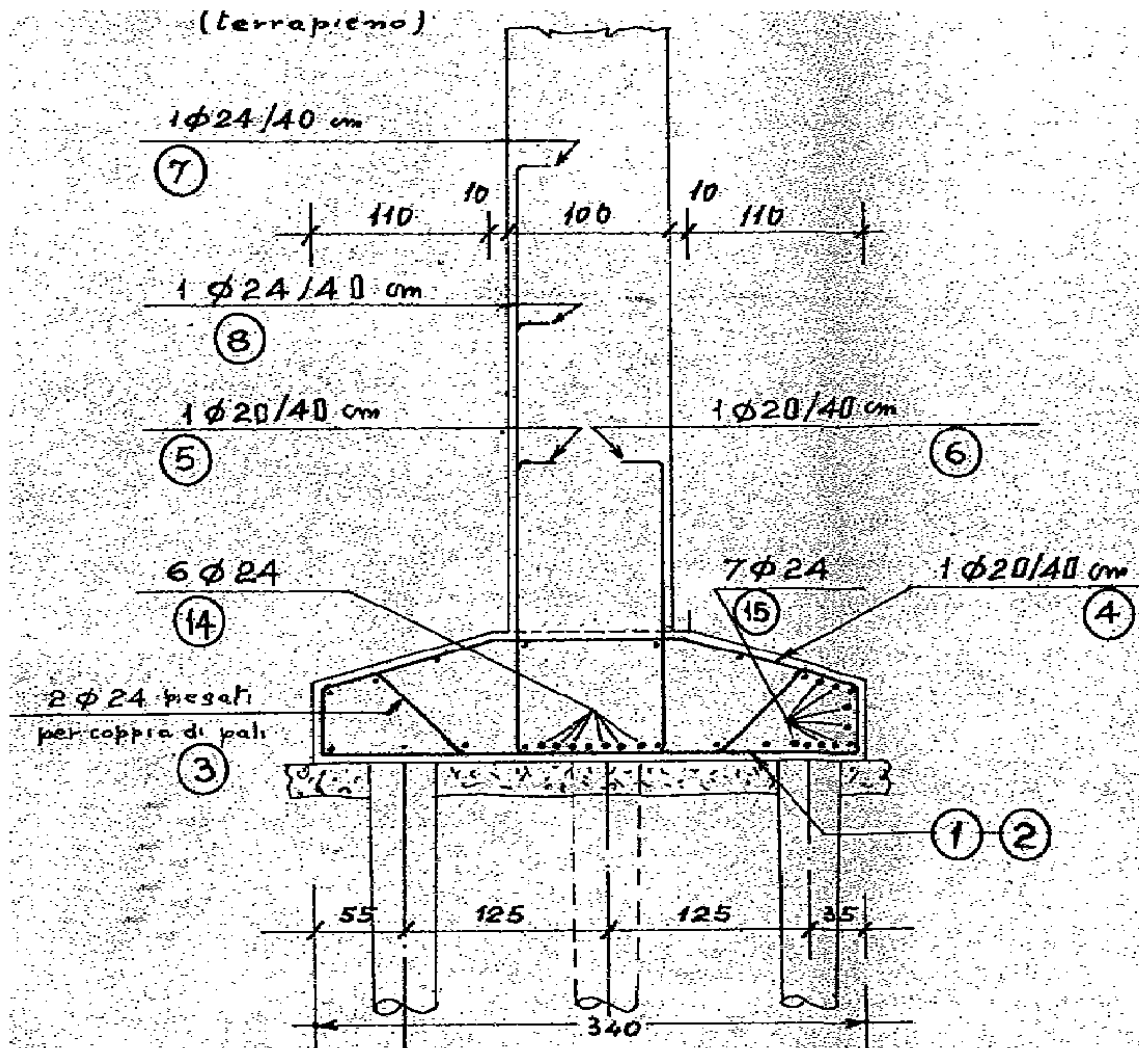
Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuata per gli elementi caratterizzanti le spalle esistenti.

5.1 Paramento

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

Armatura longitudinale di monte $(2\phi 24 + 1\phi 20)/40 \text{ cm} = 30.47 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatura longitudinale di valle $1\phi 20/40 \text{ cm} = 7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$



5.1.1 Sollecitazioni

		Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]			Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]
SLU_STR	min Fx	176.71	-202.92	405.42	Sisma STR	min Fx	108.98	-150.31	233.89
	max Fx	139.36	-314.00	154.86		max Fx	124.82	-261.39	132.96
	min Fy	0.00	0.00	0.00		min Fy	0.00	0.00	0.00
	max Fy	0.00	0.00	0.00		max Fy	0.00	0.00	0.00
	min Fz	174.31	-453.90	448.22		min Fz	91.12	-261.39	157.08
	max Fz	139.36	-314.00	154.86		max Fz	124.82	-261.39	132.96
	min Mx	0.00	0.00	0.00		min Mx	0.00	0.00	0.00
	max Mx	0.00	0.00	0.00		max Mx	0.00	0.00	0.00
	min My	174.31	-453.90	448.22		min My	91.12	-261.39	157.08
	max My	139.36	-314.00	154.86		max My	124.82	-261.39	132.96

5.1.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 01_Paramento (05)

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

Titolo: SOTTOVIA S.P. RIVELLA - Paramento

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.85	3
2	30.47	97

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 261.39 0 kN
M_{xEd} 132.96 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
Aq 60 C45/55
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} 25.5 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.348 ‰ σ_{c,adm} 16
σ_{s,adm} 180 N/mm² τ_{co} 0.9333
τ_{c1} 2.543

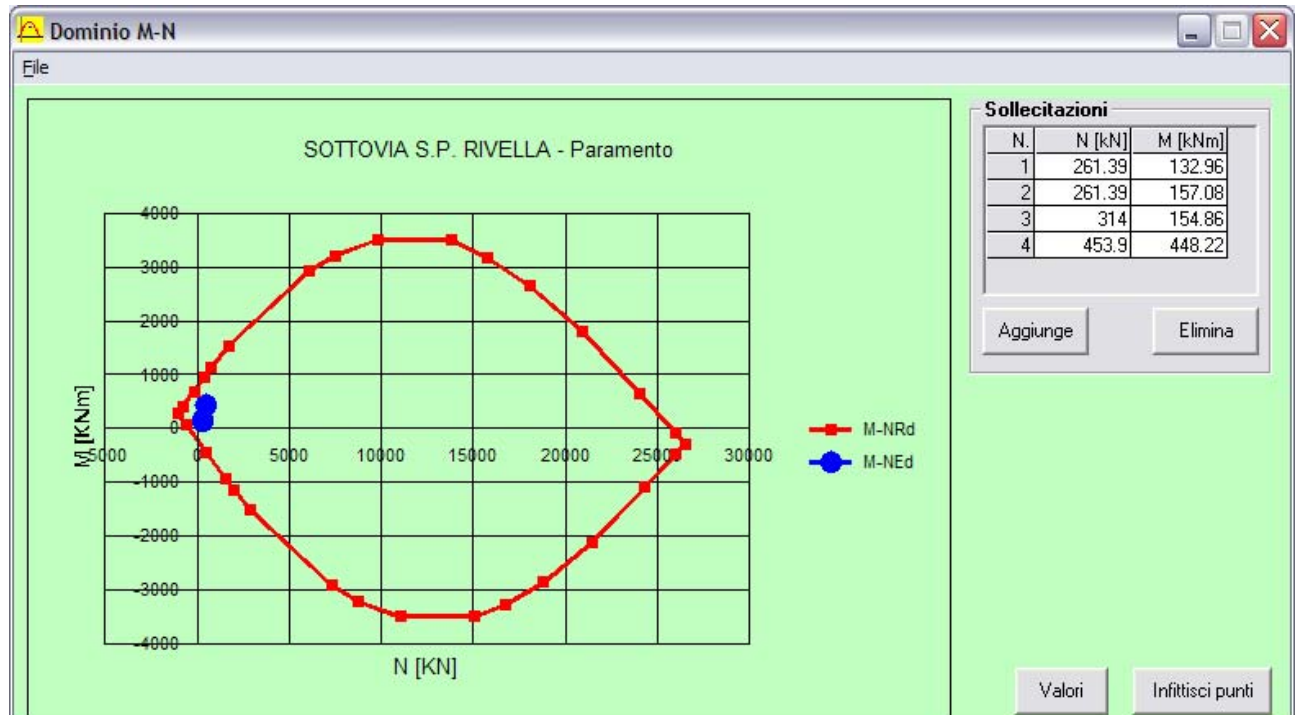
M_{xRd} 905.4 kN m
σ_c -25.5 N/mm²
σ_s 269.6 N/mm²
ε_c 3.264 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 97 cm
x 4.474 x/d 0.04612
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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



Verifica soddisfatta.

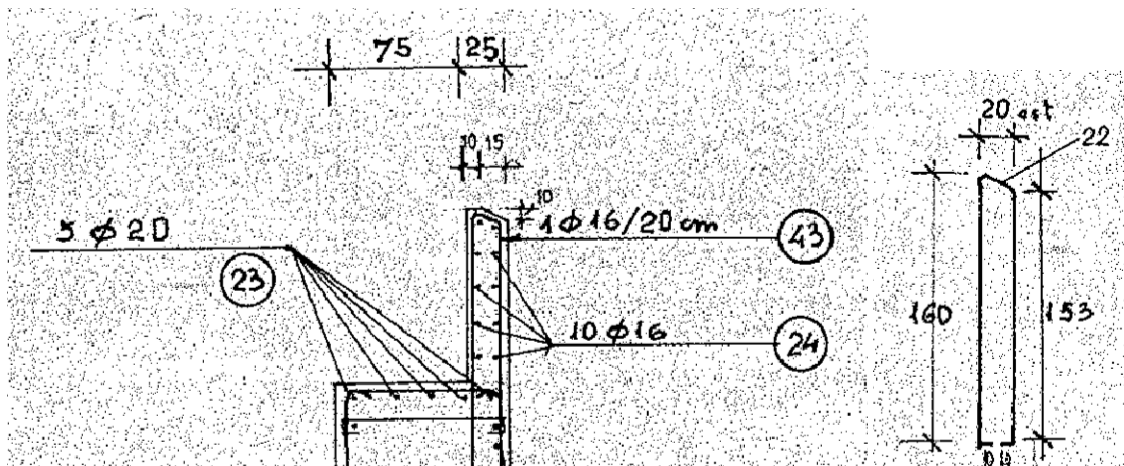
5.1.3 Verifica a taglio

B	1 000	mm	fck	45.0	N/mm ²
H	1 000	mm	γC	1.50	-
			fcd	25.50	N/mm ²
As,long	7.85	cm ²			
	2.5	Φ	20		
Copriferro	30.0	mm			
d	970.0	mm			
σcp	0.000	N/mm ²	NSd	0	[N]
k	1.454	-			
ρl	0.00079	-			
V _{min}	0.41	N/mm ²			
V_{Rd}	399.33	kN	Sezioni non armate a taglio		

V_{Sd,max} = 176.71 kN

Verifica soddisfatta.

5.2 Paraghiaia (non rinforzato)



Sezione di verifica alla base (1.00 m) x 0.25 m

Armatura longitudinale 1+1Ø16/20 = 2 x 10.05 cm²/m

5.2.1 Sollecitazioni

		Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]			Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	My [kNm/m]
SLU_STR	min Fx	5.72	-10.55	2.38	Sisma STR	min Fx	3.10	-7.81	1.05
	max Fx	14.86	-10.55	8.10		max Fx	11.20	-7.81	6.12
	min Fy					min Fy			
	max Fy					max Fy			
	min Fz	5.72	-10.55	2.38		min Fz	3.10	-7.81	1.05
	max Fz	14.86	-10.55	8.10		max Fz	11.20	-7.81	6.12
	min Mx					min Mx			
	max Mx					max Mx			
	min My	5.72	-10.55	2.38		min My	3.10	-7.81	1.05
	max My	14.86	-10.55	8.10		max My	11.20	-7.81	6.12

5.2.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 02_Paraghiaia (03)

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

Titolo: SOTTOVIA S.P. RIVELLA - Paraghiaia

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	3
2	10.05	22

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 10.55 0 kN
 M_{xEd} 8.1 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

N° rett. 100

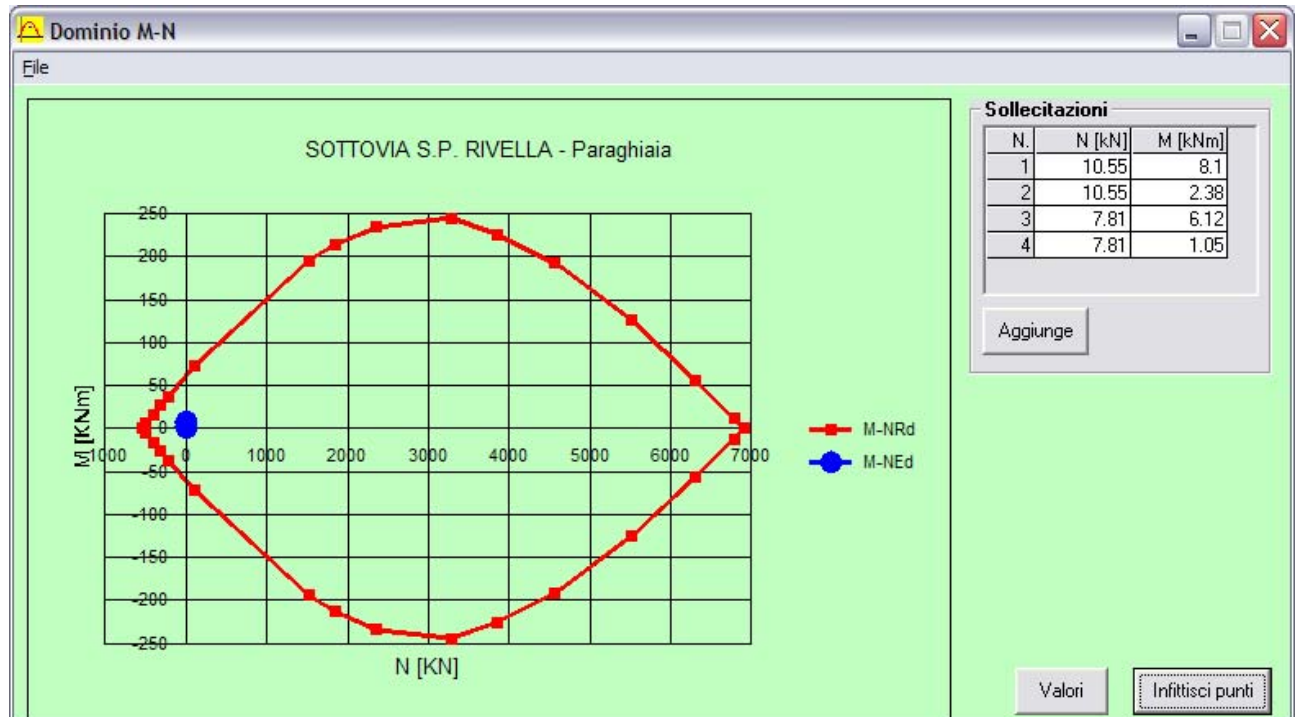
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 Aq 60 C45/55
 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} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.348 ‰ σ_{c,adm} 16
 σ_{s,adm} 180 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M_{xRd} 62.26 kN m
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s 269.6 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 29.5 ‰
 d 22 cm
 x 2.333 x/d 0.1061
 δ 0.7



Verifica soddisfatta.

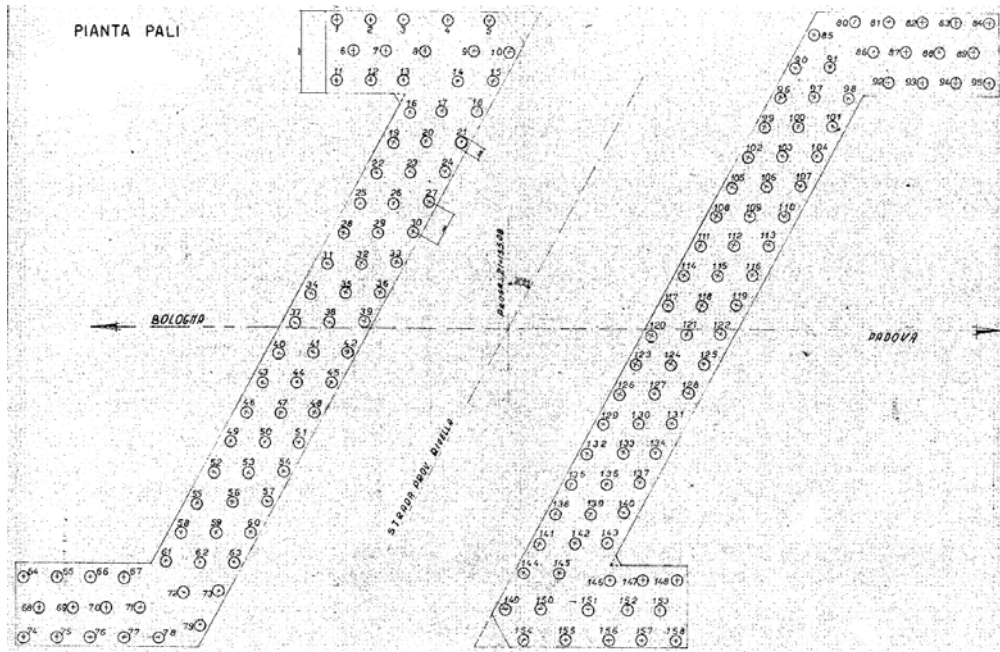
5.2.3 Verifica a taglio

B	1 000	mm		fck	45.0	N/mm ²
H	250	mm		γ_c	1.50	-
				fcd	25.50	N/mm ²
As,long	10.05	cm ²				
	5	Φ	16			
Copriferro	30.0	mm				
d	220.0	mm				
σ_{cp}	0.000	N/mm ²		NSd	0	[N]
k	1.953	-				
ρ	0.00402	-				
v_{min}	0.64	N/mm ²				
V_{Rd}	141.03	kN	Sezioni non armate a taglio			

$V_{Sd,max} = 14.86$ kN/m

Verifica soddisfatta.

5.3 Pali spalla esistente



Pali SCAC (Rck~50 - Armatura assimilabile a B450C)

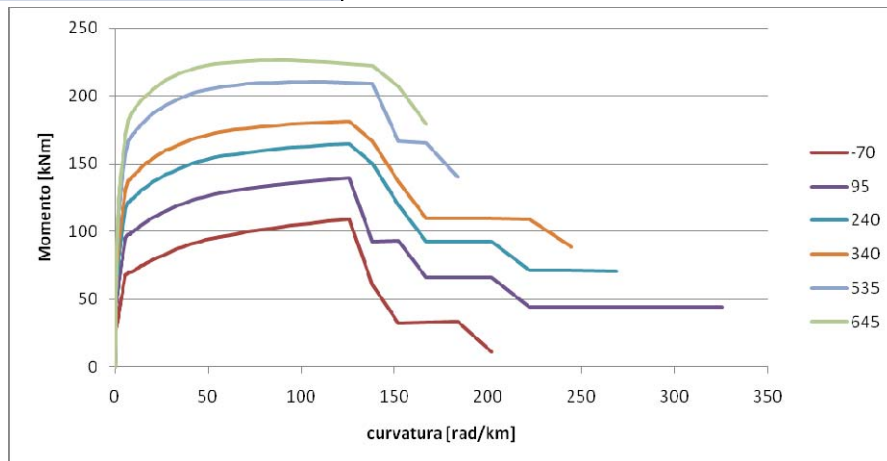
- Øest 48 cm
- Øint 26 cm
- As,long 14Ø12
- As,trasv Ø10/20

5.3.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni sui pali delle spalle esistenti sono derivate da un'analisi NON LINEARE funzione delle sollecitazioni agenti alla base del piede della spalla.

Si riportano di seguito i grafici di momento-curvatura per i pali in oggetto in funzione delle azioni assiali agenti divise per famiglie.

	Spalle esistenti					
	N [kN] (+: compressione)					
	monte		centr		valle	
Viadotto	SIS	SLU	SIS	SLU	SIS	SLU
SP Rivella	-70	95	290	390	575	645



Le sollecitazioni riportate di seguito sono state calcolate implementando i grafici precedenti nelle leggi costitutive dei pali.

	Palo	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
monte	1	-22.10	96.36	73.15
monte	2	-11.80	95.62	70.45
monte	3	-9.89	93.26	63.23
monte	4	-8.87	92.57	61.07
monte	5	-7.86	92.89	61.33
monte	6	-6.84	93.12	61.60
monte	7	-5.83	93.37	61.87
monte	8	-4.81	93.62	62.14
monte	9	-3.79	93.88	62.43
monte	10	-2.78	94.15	62.71
monte	11	-1.76	94.43	63.00
monte	12	-0.75	94.81	63.30
monte	13	0.27	95.10	63.60
monte	14	1.29	95.40	63.80
monte	15	2.31	95.70	64.11
monte	16	3.33	96.01	64.32
monte	17	4.35	96.53	65.04
monte	18	5.37	98.45	69.56
centr	19	255.00	161.96	96.43
centr	20	278.00	157.70	82.66
centr	21	279.00	156.55	77.59
centr	22	279.00	156.42	77.94
centr	23	280.00	157.31	78.30
centr	24	281.00	157.22	78.56
centr	25	282.00	158.15	78.94
centr	26	283.00	158.09	79.22
centr	27	284.00	158.05	79.51
centr	28	284.00	159.02	79.80
centr	29	285.00	159.01	80.20
centr	30	286.00	159.00	80.51
centr	31	287.00	160.01	80.81
centr	32	288.00	160.02	81.13
centr	33	288.00	160.04	81.45
centr	34	289.00	161.07	81.77
centr	35	290.00	161.11	82.09
centr	36	291.00	162.16	84.93
centr	37	292.00	163.22	87.96
centr	38	293.00	165.28	92.81
centr	39	293.00	171.38	117.33
valle	40	509.00	210.73	120.30
valle	41	509.00	208.56	112.20
valle	42	510.00	209.42	112.14
valle	43	511.00	209.29	113.09
valle	44	512.00	210.19	113.05
valle	45	513.00	210.12	114.03
valle	46	513.00	210.06	114.01
valle	47	514.00	211.02	115.00
valle	48	515.00	211.00	115.00
valle	49	516.00	212.00	116.01
valle	50	517.00	212.01	116.02
valle	51	518.00	212.03	117.05
valle	52	518.00	213.07	117.07
valle	53	519.00	213.12	117.11
valle	54	520.00	214.17	118.14
valle	55	521.00	214.24	118.19
valle	56	522.00	214.31	119.23
valle	57	522.00	215.40	119.29
valle	58	523.00	215.49	120.35
valle	59	524.00	216.59	128.44

	Palo	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
monte	1	112.00	123.22	79.21
monte	2	124.00	122.00	76.38
monte	3	129.00	119.74	68.71
monte	4	133.00	118.59	66.33
monte	5	136.00	119.46	66.68
monte	6	140.00	119.35	66.93
monte	7	143.00	120.26	67.29
monte	8	146.00	120.18	67.56
monte	9	150.00	121.12	67.83
monte	10	153.00	121.07	68.12
monte	11	157.00	121.04	68.41
monte	12	160.00	122.02	68.60
monte	13	163.00	122.00	68.90
monte	14	167.00	122.00	69.21
monte	15	170.00	123.01	69.42
monte	16	174.00	123.02	69.73
monte	17	176.00	123.04	70.45
monte	18	179.00	125.08	75.28
centr	19	340.00	173.24	95.32
centr	20	363.00	167.87	81.61
centr	21	366.00	165.68	76.72
centr	22	369.00	166.52	77.06
centr	23	371.00	166.38	77.41
centr	24	374.00	167.27	77.77
centr	25	377.00	167.18	78.14
centr	26	380.00	168.11	78.52
centr	27	382.00	169.05	78.91
centr	28	385.00	169.02	79.30
centr	29	388.00	170.00	79.60
centr	30	390.00	170.00	80.01
centr	31	393.00	171.01	80.32
centr	32	396.00	172.03	80.74
centr	33	398.00	172.07	81.06
centr	34	401.00	173.11	81.48
centr	35	404.00	173.16	81.82
centr	36	406.00	175.23	84.65
centr	37	409.00	176.30	87.60
centr	38	412.00	178.39	92.36
centr	39	415.00	184.52	117.40
valle	40	571.00	215.88	116.35
valle	41	573.00	212.67	108.24
valle	42	576.00	213.49	109.16
valle	43	579.00	214.34	109.10
valle	44	581.00	215.22	110.06
valle	45	584.00	215.13	110.03
valle	46	587.00	216.06	111.01
valle	47	589.00	217.02	112.00
valle	48	592.00	217.00	112.00
valle	49	595.00	218.00	113.01
valle	50	597.00	218.02	113.03
valle	51	600.00	218.05	113.06
valle	52	603.00	219.10	114.09
valle	53	606.00	219.16	114.13
valle	54	608.00	219.24	115.18
valle	55	611.00	220.32	115.23
valle	56	614.00	220.42	115.29
valle	57	616.00	220.52	116.34
valle	58	619.00	221.64	117.41
valle	59	622.00	223.77	125.52

5.3.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 05_Pali spalla esist (12)

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

Titolo: SP RIVELLA - Pali spalla esistente

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 24 [cm]
 Raggio interno: 13 [cm]
 N° barre uguali: 14
 Diametro barre: 1.2 [cm]
 Copriferro (baric.): 2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
 M_{xEd}: 0 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

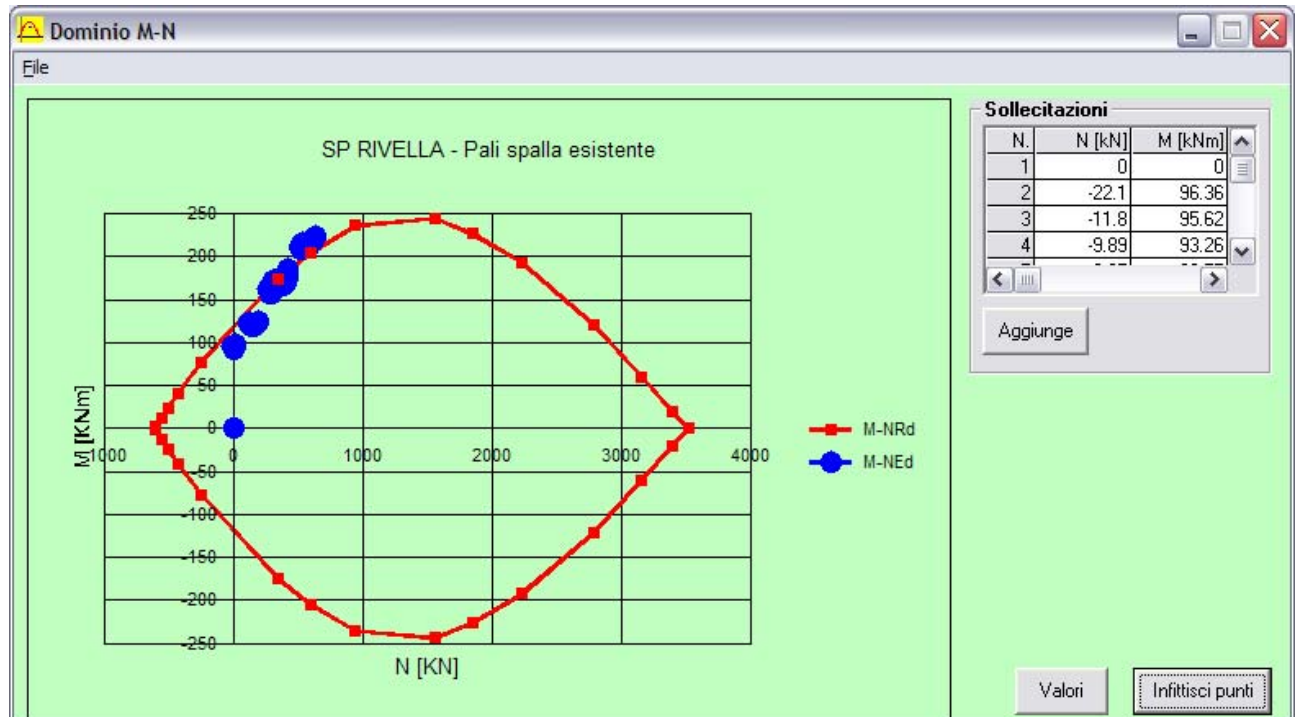
Materiali

B450C C40/50

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} : 22.67
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ?
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 14.75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.8667
 τ_{c1} : 2.4

M_{xRd}: 123 kNm

σ_c : -22.67 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 16.87 ‰
 d: 46 cm
 x: 7.905 x/d: 0.1718
 δ : 0.7



Verifica soddisfatta.

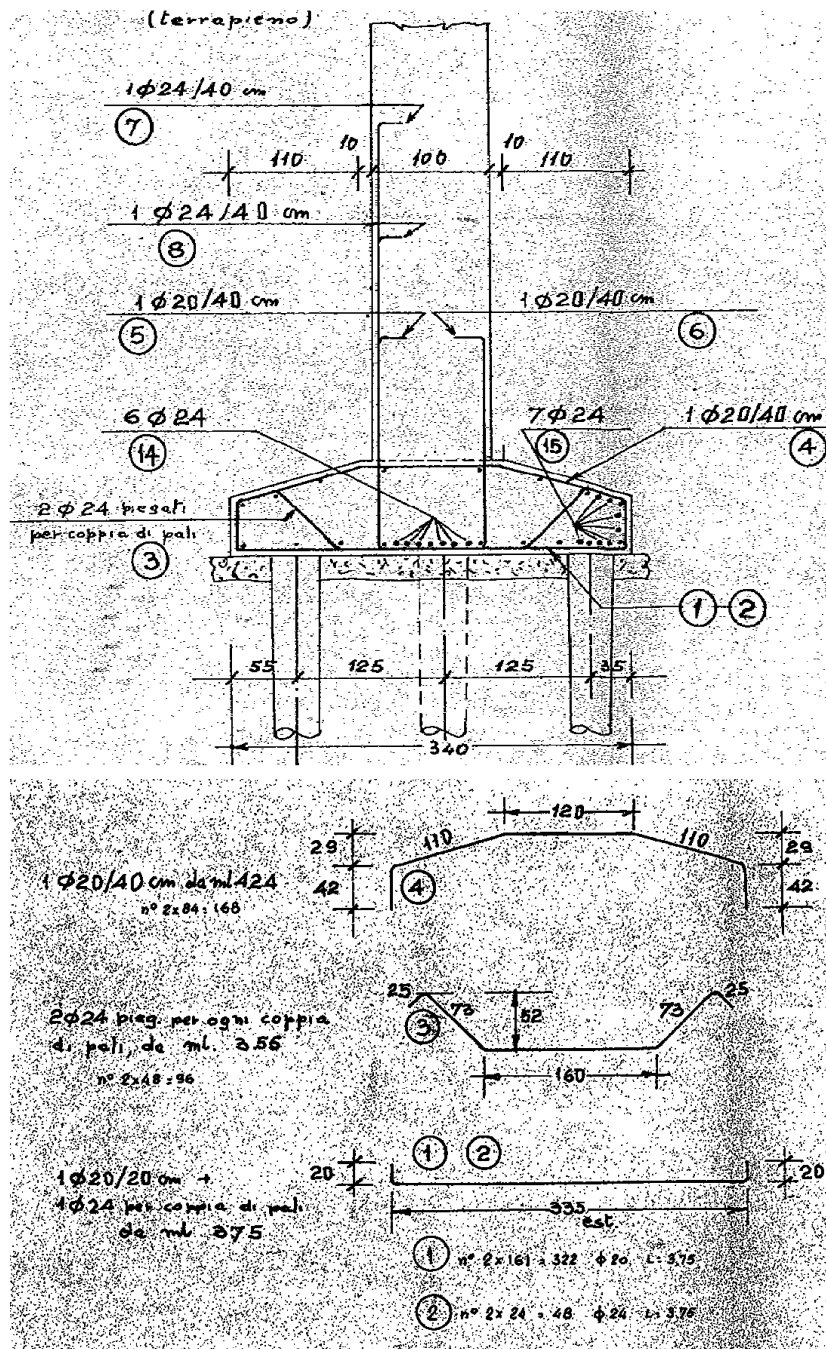
5.3.3 Verifica a taglio

D esterno	480	A reale	180 956
d	444	D interno	260
bw	309.8	(PI.GRECO()*(diam^2-diam_cavo^2)/4)/(d+coprif)	
d	392.8	diam/2+diam/PI.GRECO()	
Aeq	121 668		
B	310 mm	fck	35.0 N/mm ²
H	413 mm	γc	1.50 -
		fcd	19.83 N/mm ²
As,long	10.18 cm ²		
	9 Φ	12	
Copri ferro	20.0 mm		
d	392.8 mm		
σcp	4.098 N/mm ²	N appl	524 000 N
k	1.714 -		
ρl	0.00796 -		
V _{min}	0.46 N/mm ²		
V_{Rd}	150.64 kN	Sezioni non armate a taglio	

V_{Sd,max} = 128.44 kN

Verifica soddisfatta.

5.4 Piede di fondazione



Superficie di verifica	(1.00 m x) 0.80 m
B	1.80 m
As,long sup = 1Ø20/40 =	7.85 cm ² /m
As,long inf = 2+1Ø24/1.40 m + 1Ø20/20 cm =	(6.46 + 3.23 + 15.70) cm ² /m
As,trasv (ferri piegati)	Ø20/0.50 m (2/1.40 = 1.43 br.)

5.4.1 Sollecitazioni

Le sollecitazioni agenti sul piede della spalla sono funzione delle azioni trasmesse dei pali di fondazione alla suola in c.a. (v, § 5.3.1).

	Palo	N [kN]	M [kNm]	V [kN]		Palo	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	
monte	1	-52.25	55.41	15.79		monte	1	-56.58	156.01	80.00
monte	2	-50.32	61.14	8.43		monte	2	-54.55	162.43	88.57
monte	3	-45.17	60.61	7.06		monte	3	-49.08	163.85	92.14
monte	4	-43.62	60.74	6.34		monte	4	-47.38	165.46	95.00
monte	5	-43.81	61.58	5.61		monte	5	-47.63	167.90	97.14
monte	6	-44.00	62.36	4.89		monte	6	-47.81	170.25	100.00
monte	7	-44.19	63.15	4.16		monte	7	-48.06	172.72	102.14
monte	8	-44.39	63.95	3.44		monte	8	-48.25	174.49	104.29
monte	9	-44.59	64.75	2.71		monte	9	-48.45	177.59	107.14
monte	10	-44.79	65.56	1.99		monte	10	-48.65	179.37	109.29
monte	11	-45.00	66.38	1.26		monte	11	-48.86	181.78	112.14
monte	12	-45.21	67.27	0.53		monte	12	-49.00	184.30	114.29
monte	13	-45.43	68.09	0.19		monte	13	-49.21	186.11	116.43
monte	14	-45.57	68.93	0.92		monte	14	-49.43	188.54	119.29
monte	15	-45.79	69.76	1.65		monte	15	-49.58	191.08	121.43
monte	16	-45.94	70.60	2.38		monte	16	-49.81	193.52	124.29
monte	17	-46.45	71.59	3.11		monte	17	-50.32	194.75	125.71
monte	18	-49.68	73.58	3.84		monte	18	-53.77	198.02	127.86
valle	40	363.57	158.52	363.57		valle	40	407.86	192.48	407.86
valle	41	363.57	160.06	363.57		valle	41	409.29	195.98	409.29
valle	42	364.29	160.06	364.29		valle	42	411.43	197.22	411.43
valle	43	365.00	160.75	365.00		valle	43	413.57	198.44	413.57
valle	44	365.71	160.72	365.71		valle	44	415.00	199.02	415.00
valle	45	366.43	161.38	366.43		valle	45	417.14	200.91	417.14
valle	46	366.43	161.42	366.43		valle	46	419.29	202.06	419.29
valle	47	367.14	161.34	367.14		valle	47	420.71	202.59	420.71
valle	48	367.86	161.96	367.86		valle	48	422.86	204.43	422.86
valle	49	368.57	161.86	368.57		valle	49	425.00	205.53	425.00
valle	50	369.29	162.46	369.29		valle	50	426.43	206.74	426.43
valle	51	370.00	163.05	370.00		valle	51	428.57	208.53	428.57
valle	52	370.00	162.31	370.00		valle	52	430.71	209.61	430.71
valle	53	370.71	162.88	370.71		valle	53	432.86	211.38	432.86
valle	54	371.43	162.73	371.43		valle	54	434.29	212.54	434.29
valle	55	372.14	163.29	372.14		valle	55	436.43	213.59	436.43
valle	56	372.86	163.85	372.86		valle	56	438.57	215.34	438.57
valle	57	372.86	163.07	372.86		valle	57	440.00	216.48	440.00
valle	58	373.57	163.62	373.57		valle	58	442.14	217.51	442.14
valle	59	374.29	163.43	374.29		valle	59	444.29	217.81	444.29

5.4.2 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 03b_Suola spalla esist (04)

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

Titolo: **SP RIVELLA - Suola spalla esistente**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.85	3
2	6.46	77
3	15.7	77
4	3.23	77

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

Diagramma della sezione rettangolare con barre d'acciaio e punto N.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 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 acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett.: 100

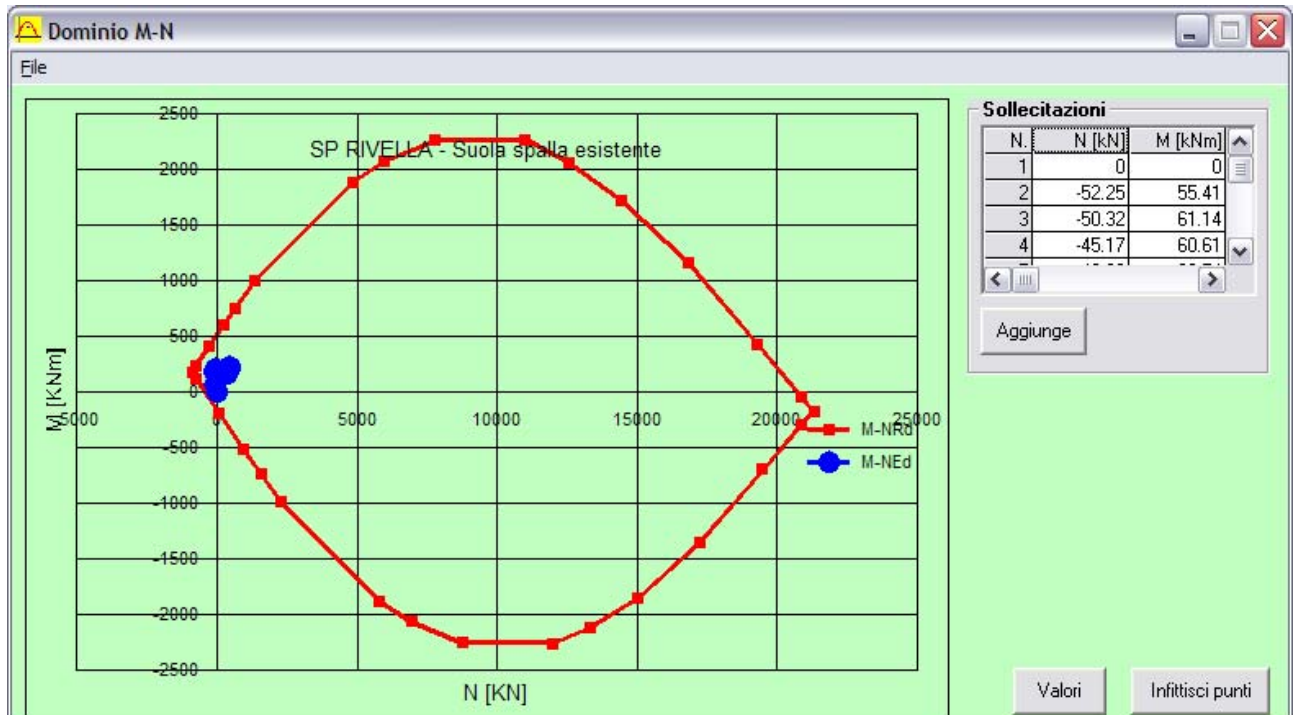
Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali:
 Aq 60 C45/55
 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} : 25.5
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.348‰ $\sigma_{c,adm}$: 16
 $\sigma_{s,adm}$: 180 N/mm² τ_{co} : 0.9333
 τ_{c1} : 2.543

M_{xRd}: 517.3 kN m
 σ_c : -25.5 N/mm²
 σ_s : 269.6 N/mm²
 ϵ_c : 2.972‰
 ϵ_s : 67.5‰
 d: 77 cm
 x: 3.248 x/d: 0.04218
 δ : 0.7



Verifica soddisfatta.

5.4.3 Verifica a taglio

B	1 000	mm	fck	45.0	N/mm ²					
H	800	mm	γ_c	1.50	-					
			fcd	25.50	N/mm ²					
As,long	25.40	cm ²								
	1.43	Φ	24							
	5.00	Φ	20							
	0.71	Φ	24							
Copriferro	30.0	mm								
d	770.0	mm								
σ_{cp}	0.000	N/mm ²	NSd	0	[N]					
k	1.510	-								
ρ_l	0.00318	-								
v_{min}	0.44	N/mm ²								
V_{Rd}	338.49	kN	Sezioni non armate a taglio							
Staffe					Ferri piegati					
Φ	0.00	passo	30	cm	Φ	24	passo	50	cm	
n° bracci	8	-			n° bracci	1.43	-			
Asw	0.00	cm ²			Asw	6.46	cm ²			
f _{yd}	443.5	N/mm ²			f _{yd}	443.5	N/mm ²			
α	90.0	°	ctg(α)	0.00	α	45.0	°	ctg(α)	1.00	
θ	45.0	°	ctg(θ)	1.00	θ	45.0	°	ctg(θ)	1.00	
V_{Rsd}	0.00	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"				V_{Rsd}	561.81	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
α_c	1.00	-								
fcd	12.75	N/mm ²								
V_{Rcd}	4 417.88	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"							
V_{Rd}	561.81	kN								

$V_{Sd,max} = 444.29$ kN

Verifica soddisfatta.

5.5 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): 606 kN per cavalletto

-tiro di congruenza per la combinazione sismica: 690 kN per cavalletto

Azioni assiali resistenti del tirante:

$$N_{c,Rd} = A_{CLS} \times f_{cdCOMPR} = (500 \times 700) \text{ mm}^2 \times 15.87 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 5\,554.5 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = A_s \times f_{yd} = 3 \times 3\varnothing 26 \times 391.3 \text{ MPa} = 3186 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} = \dots\dots\dots 1\,246.7 \text{ kN}$$

5.6 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 (spalla sul piano orizzontale) di un carico uniformemente distribuito che generi una reazione pari all'azione di trazione massima nel tirante (v. Figura 5-1).

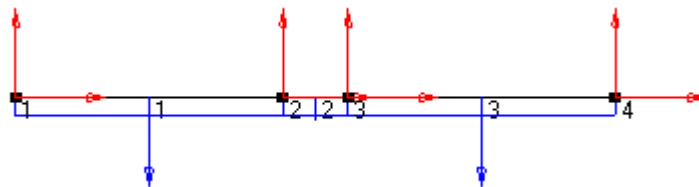
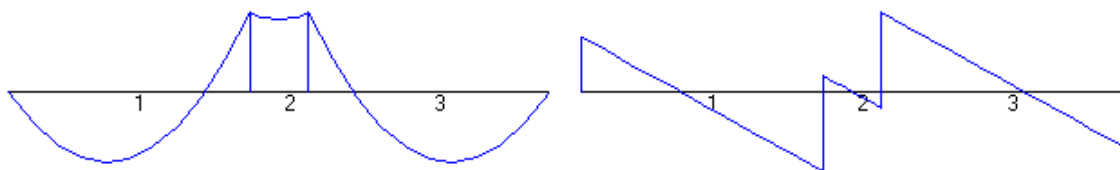


Figura 5-1 - Schema statico della trave equivalente alla spalla sul piano orizzontale

Lo schema statico della trave equivalente tiene conto della mutua distanza tra i tiranti e della loro inclinazione sul piano orizzontale:

$$R_{MAX} = R_{MAX} \times \cos \alpha = 690 \text{ kN} \times \cos (28.67^\circ) = \dots\dots\dots 617 \text{ kN}$$

Applicando un carico q unitario alla trave equivalente otteniamo:



	Reazione media [N]	M max [Nm]	M min [Nm]	V max [N]
Trave equivalente	5.35	+7.00	-6.81	5.26
Caso reale	617 000	+807 300	-785 400	607 000

5.6.1 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: 06_ParamentoSpallaTrasv (03)

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

Titolo: SOTTOVIA S.P. RIVELLA - Paramento Spalla trasversale

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	650	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	50.27	3
2	50.27	97

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 1 317 kN m

Materiali
 Aq 60 C45/55
 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} 25.5 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.348 ‰ σ_{c,adm} 16
 σ_{s,adm} 180 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

σ_c -23.89 N/mm²
 σ_s 269.6 N/mm²
 ε_c 1.497 ‰
 ε_s 67.5 ‰
 d 97 cm
 x 2.105 x/d 0.0217
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

MSd(+) = +807.30 kNm < MRd(+) = +1 317 kNm

MSd(-) = -785.40 kNm < MRd(-) = -1 317 kNm

Verifica soddisfatta.

5.6.2 Verifica a taglio

B	6 500 mm	f _{ck}	45.0 N/mm²
H	1 000 mm	γ _c	1.50 -
		f _{cd}	25.50 N/mm²
As,long	50.27 cm²		
	16 Φ 20		
Copriferro	30.0 mm		
d	970.0 mm		
σ _{cp}	0.000 N/mm²	NSd	0 [N]
k	1.454 -		
ρ _t	0.00077 -		
V _{min}	0.41 N/mm²		
V_{Rd}	2 595.62 kN	Sezioni non armate a taglio	

V_{Sd,max} = 607.00 kN

Verifica soddisfatta.

6 Ritegni sismici

6.1 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 dalla campata di impalcato.

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

$$F_{\text{LONG,EFF}} [\text{N/m}] = F_{\text{LONG,tot}} [\text{N}] \times b_{\text{PARAGH_RICOSTR+NUOVO}} [\text{m}] = \alpha [\%] \times F_{\text{LONG,tot}} [\text{N}] / b_{\text{PARAGH,tot}} [\text{m}]$$

$$\alpha [\%] = b_{\text{PARAGH,tot}} [\text{m}] / b_{\text{PARAGH_RICOSTR+NUOVO}} [\text{m}]$$

In base a quanto indicato in § 3.1.5, l'azione sismica totale sul ritegno risulta:

$$F_{\text{LONG,tot}} = \Sigma (m_{\text{imp},i} \times a_g \times S) =$$

$$= (949\,531 \text{ kg}) \times 0.79 \text{ m/s}^2 \times 1.80 = \dots\dots\dots 1\,350.23 \text{ kN}$$

$$\alpha = 37.5 / (37.5 - 2 \times 6.85) = \dots\dots\dots 158 \%$$

$$F_{\text{LONG,EFF}} = 158 \% \times 1\,350.23 \text{ kN} / [37.50 / \cos(28.67^\circ)] \text{ m} = \dots\dots\dots 49.91 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{LONG,EFF}} = F_{\text{LONG,EFF}} \times h_{\text{RIT}} = 49.91 \text{ kN/m} \times 0.60 \text{ m} / 2 = \dots\dots\dots 12.82 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Superficie di verifica} \dots\dots\dots (1.00 \text{ m} \times) 0.45 \text{ m}$$

$$\text{As, long sup} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/\text{m} = 21.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As, long inf} \dots\dots\dots 4\emptyset 26/\text{m} = 21.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{As, trasv} \dots\dots\dots \emptyset 10/20 (2 \text{ br.})$$

6.1.1 Verifica a pressoflessione

MSd 12.82 kNm/m

MRd 312.50 kNm/m

Verifica soddisfatta.

6.1.2 Verifica a taglio

B	1 000	mm	fck	32.0	N/mm ²
H	450	mm	γC	1.50	-
			fcd	18.13	N/mm ²
As,long	21.24	cm ²			
	4	φ	26		
Copriferro	30.0	mm			
d	420.0	mm			
σcp	0.000	N/mm ²	NSd	0	[N]
k	1.690	-			
ρl	0.00472	-			
V _{min}	0.44	N/mm ²			
V_{Rd}	210.55	kN	Sezioni non armate a taglio		

VSd,max = 49.91 kN

Verifica soddisfatta.

6.2 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 6-1).

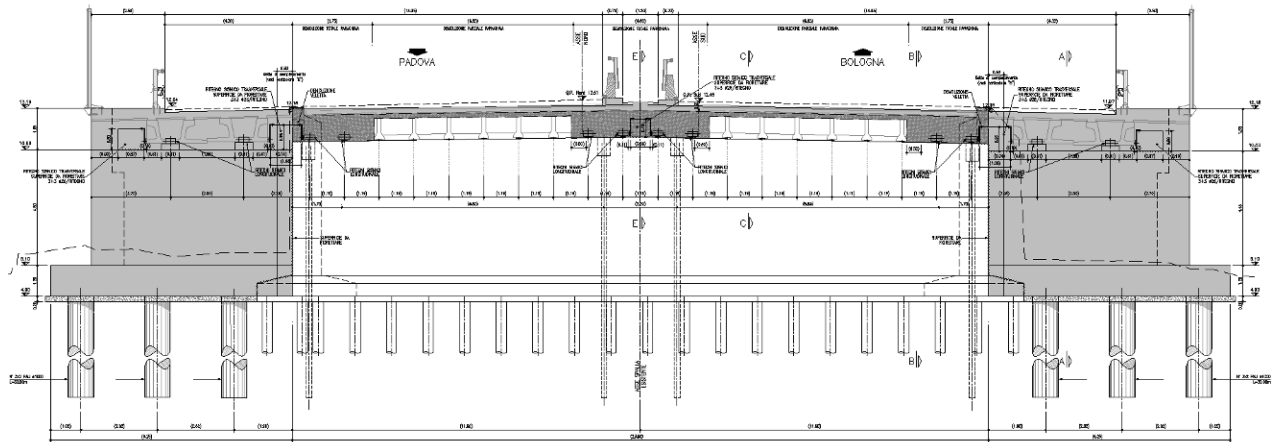


Figura 6-1 - Prospetto spalla con notazione ritegni trasversali

6.2.1 Sollecitazioni

In base a quanto indicato in § 3.1.5, l'azione sismica totale sul ritegno è calcolata come segue.

$$F_{\text{TRASV,tot}} = m_{\text{imp}} \times a_g \times S / (\text{n}^\circ \text{ lati considerati} \times \text{n}^\circ \text{ ritegni per lato})$$

$$M_{\text{TRASV}} = F_{\text{TRASV,EFF}} \times h_{\text{RIT}}$$

$$F_{\text{TRASV,tot}} = 474\,766 \text{ kg} \times 0.79 \text{ m/s}^2 \times 1.80 / (2 \times 2) = \dots\dots\dots 168.78 \text{ kN}$$

$$M_{\text{TRASV}} = 168.78 \times 0.60 \text{ m} / 2 = \dots\dots\dots 50.63 \text{ kNm}$$

$$\text{Superficie di verifica (minore)} \dots\dots\dots 0.70 \text{ m} \times 0.74 \text{ m}$$

$$A_{s,\text{long}} \dots\dots\dots 3+3\varnothing 26 = 2 \times 15.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{trasv}} \dots\dots\dots \varnothing 10/20 \text{ (2 bracci)}$$

6.2.2 Verifica a pressoflessione

Titolo: SOTTOVIA S.P. RIVELLA - Rit Trasy Spalla

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	70	74	1	15.93	5
			2	15.93	69

Materiali: B450C, C45/55

Proprietà 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 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

Proprietà C45/55: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3.5 ‰, f_{cd} 25.5, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 16, τ_{co} 0.9333, τ_{c1} 2.543

Carichi: N_{Ed} 0 kN, M_{xEd} 50.63 kNm, M_{yEd} 0 kNm

Calcoli: M_{xRd} 419.6 kNm, σ_c -25.5 N/mm², σ_s 391.3 N/mm², ϵ_c 3.5 ‰, ϵ_s 47.53 ‰, d 69 cm, x 4.732, x/d 0.06858, δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selezionato), S.L.U.-, Metodo n

Tipo flessione: Retta (selezionato), Deviata

Altri parametri: N^* rett. 100, L_0 0 cm, Precompresso

MSd 50.63 kNm

MRd 419.60 kNm

Verifica soddisfatta.

6.2.3 Verifica a taglio

B	700	mm	fck	45.0	N/mm²
H	740	mm	γ_c	1.50	-
			fcd	25.50	N/mm²
As,long	15.93	cm²			
	3	Φ	26		
Copriferro	50.0	mm			
d	690.0	mm			
σ_{cp}	0.000	N/mm²	NSd	0	[N]
k	1.538	-			
ρ	0.00307	-			
v_{min}	0.45	N/mm²			
V_{Rd}	216.38	kN	Sezioni non armate a taglio		

VSd,max = 168.78 kN

Verifica soddisfatta.

7 Spostamenti

7.1 Perdita d'appoggio

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

$$\delta_{\text{varchi}} = 2 \times 50 \text{ mm} = \dots\dots\dots 100 \text{ mm}$$

$$B \text{ appoggio singolo} \dots\dots\dots \sim 650 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

7.2 Escursioni termiche

In base a quanto riportato nel paragrafo § 3.1.2, si ottiene:

$$\delta_{\text{term}} = 5.01 \text{ mm} - (-3.44 \text{ mm}) = \dots\dots\dots 8.45 \text{ mm}$$