




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

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO		PROGETTISTA
 SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino	Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI	 Ingegneria Grandi Opere S.r.l. Via Inverio, 24/A 10146 Torino
	 Consorzio Stabile fra le Imprese:    <small>SIS Scpa Via Inverio, 24/A 10146 Torino</small> <small>SACYR S.A.</small> <small>INC S.p.A.</small> <small>SPAL S.p.A.</small>  <small>INFRASTRUCTURAS S.A. Paseo de la Castellana, 83-85 28046 Madrid</small>	
RESPONSABILE PROGETTAZIONE	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI
 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 <i>Dott. Ing. Claudio Dogliani</i>	 Dott. Ing. GEORGIOS KALAMARAS n° 8178 H	 ORDINE INGEGNERI DELLA PROV. DI POTENZA Dott. Ing. TROCCOLI NICOLA N° 836
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE	GEOLOGO	
 Arch. Roberto BONOMI R. 3101	 ALESSIO Carlo - N° 255 -	 ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO Dott. Ing. TURSO Adriano n° 1400 Sezione A Settore: Civile Ambientale Industriale Informazione

N. Progr. _____ Cartella N. _____	PROGETTO DEFINITIVO (C.U.P. H51B03000050009)	LOTTO 2 - TRATTA "B" dal Km. 29+300 al Km 38+700
--------------------------------------	--	---

TITOLO ELABORATO: PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA
OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO CAVALCAVIA STRADA DELLE MILIANE CA.2B.03
Relazione di calcolo spalle

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

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	20/02/2012	IGO	24/02/2012	SIS	29/02/2012

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Giuseppe FASIOLO	IL COMMISSARIO: Ing. Silvano VERNIZZI	<input type="checkbox"/> VALIDAZIONE: PROTOCOLLO : _____ DEL: _____
---	---	--

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

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO
PEDEMONTANA VENETA**

PROGETTO ESECUTIVO

**OPERE D'ARTE MINORI
OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
CAVALCAVIA STRADA DELLE MILIANE CA.2B.03
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

INDICE

<u>INDICE</u>	<u>2</u>
<u>1. DESCRIZIONE DELLE OPERE</u>	<u>3</u>
1.1. LE OPERE PROGETTATE.....	3
1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA.....	3
1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI.....	4
1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	9
<u>2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI</u>	<u>10</u>
2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI.....	10
2.2. DATI SISMICI.....	11
2.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
<u>3. IL MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>15</u>
3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA.....	15
3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA.....	15
3.3. SPINTA DEL TERRENO.....	16
3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	18
3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA.....	21
3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	26
3.7. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI.....	27
<u>4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI</u>	<u>29</u>
4.1. ISOLATORI.....	29
4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE.....	30

1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo delle spalle del Cavalcavia Strada delle Miliane CA.2B.03, descritto in questo documento, è stato affrontato sulla base dei metodi di calcolo indicati dalla normativa vigente in materia e più dettagliatamente riportate nei paragrafi successivi.

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

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

1.1. LE OPERE PROGETTATE

Le opere saranno costituite da una zattera di fondazione, sulla quale si innesterà il paramento verticale della spalla ed il paraghiaia.

1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA

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

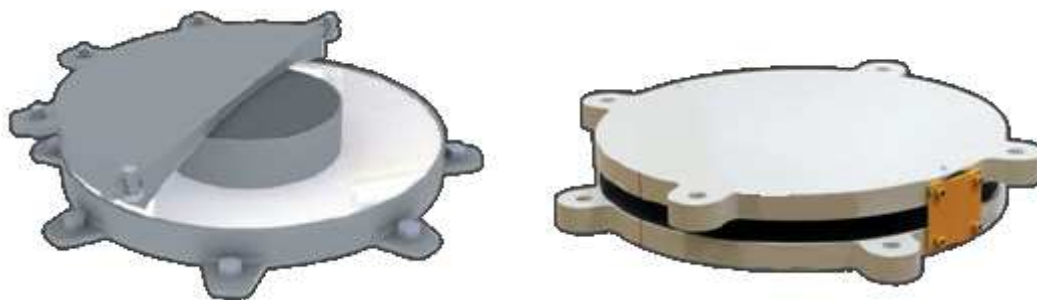


Figura 1.1: Isolatore a scorrimento a superficie curva

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva sono dispositivi d'appoggio in acciaio caratterizzati da una legge di funzionamento riconducibile a quella del pendolo semplice, in cui il periodo di oscillazione non dipende dalla massa ma solo dalla lunghezza del pendolo stesso. Sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la sottostante rotula, consentendo le rotazioni. Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in modo da mantenere lo stesso in campo elastico per terremoti di progetto derivanti dalla mappatura sismica come da D.M. 14/01/2008.

La riduzione della risposta sismica orizzontale si ottiene incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta e limitando dunque la massima forza orizzontale trasmessa.

Tale logica progettuale si traduce in termini operativi nella necessità di effettuare un'analisi elastico lineare per la definizione della forza al limite elastico dell'isolatore; in particolare si effettua un'analisi modale a spettro di risposta congruente con le prescrizioni del Testo Unico.

1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

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

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

1.4.1. Classi di esposizione ambientale

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

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

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

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

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

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

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

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

- Plinti XC2;
- Elevazione spalle, muri, paraghiaia XF3.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

SOTTOFONDAZIONI :	Resistenza cubica a compressione	Rck	250	Kg/cm ²	Classe di resistenza C20/25
FONDAZIONI :	Resistenza cubica a compressione	Rck	300	kg/cm ²	Classe di resistenza C25/30
	Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	18	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	141	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	12	kg/cm ²	
	Modulo di elasticità licità	E _c	314'472	Kg/cm ²	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	249	Kg/cm ²	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50		
STRUTTURE IN ELEVAZIONE :	Resistenza cubica a compressione	Rck	350	kg/cm ²	Classe di resistenza C28/35
	Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	20	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	165	kg/cm ²	
	Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	13	kg/cm ²	
	Modulo di elasticità licità	E _c	325'881	Kg/cm ²	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	291	Kg/cm ²	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50		

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

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

1.4.2. Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature h, nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei

copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4 cm per i plinti di elevazione e per le elevazioni delle spalle, muri e paragliaia.

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

Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione

1.4.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

Cemento

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

Acqua d'impasto

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

Aggregati

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

1.4.4. Caratteristiche delle miscele

Granulometria degli aggregati

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

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà

adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

Dimensione massima nominale dell'aggregato

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

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

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

Rapporto acqua/cemento

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

1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

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

RILEVATO

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

TERRENO FONDAZIONE – AL1

► Peso di volume del terreno.....	18.50	kN/m ³
► Peso di volume saturo del terreno	19.50	kN/m ³
► Angolo di attrito interno.....	38°	
► Angolo di attrito terra- muro.....	38°	
► Coesione	0	Mpa

2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

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

2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI

2.1.1. Peso proprio struttura (g1) e carichi permanenti (g2)

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

2.1.2. Carichi mobili (q1)

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

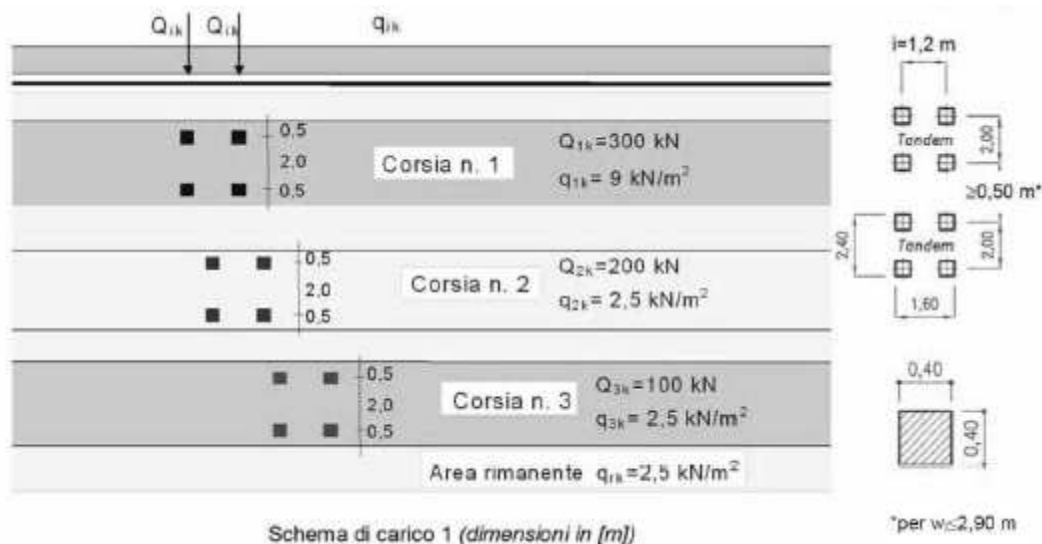


Figura 2.1: Schema di carico 1.

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

Tabella 2.1: Definizione dei valori dei carichi

2.1.3. Incremento dinamico (q2)

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

2.1.4. Azione longitudinale di frenamento (q3)

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

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

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

2.1.5. Azione del vento (q5)

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

2.1.6. Azione del sisma (q6)

Si rimanda al capitolo dedicato.

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

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

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

2.1.7. Resistenze passive dei vincoli (q7)

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

2.2. DATI SISMICI

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

SLV	a_g/g	0.270
	F_0	2.386
	T_c^*	0.305

PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA

Per la verifica sismica delle strutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

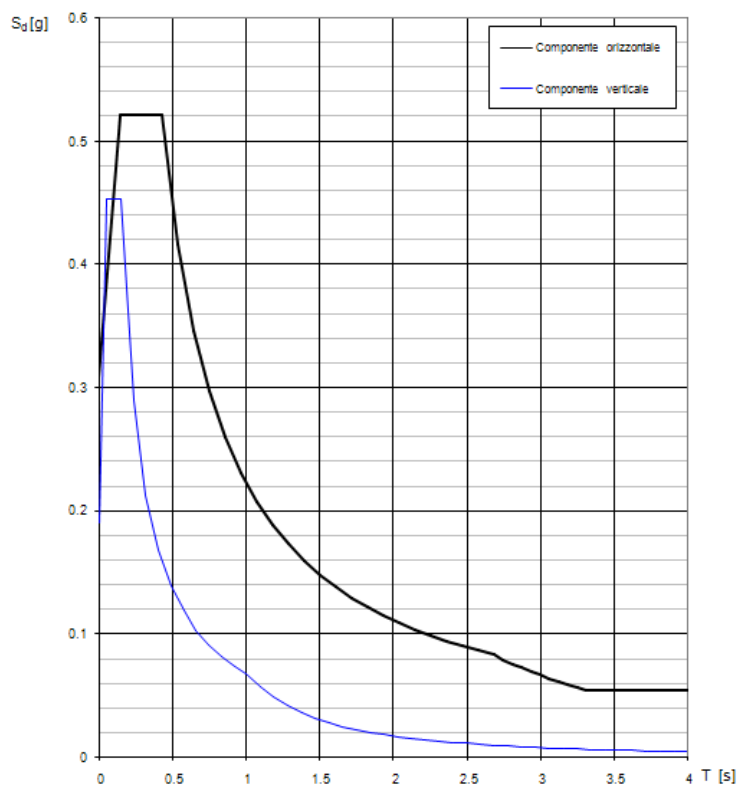


Figura 2.2: Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite:SLV

2.3. COMBINAZIONI DI CARICO

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

COEFFICIENTI PARZIALI

COEFFICIENTI PARZIALI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

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

COEFFICIENTI PARZIALI PER AZIONE ψ

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

COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

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

INDIVIDUAZIONE DEI GRUPPI DI AZIONI

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

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

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

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

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

Dove:

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

3. IL MODELLO DI CALCOLO

3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA

3.1.1. Azioni statiche

Le azioni statiche considerate agenti sono:

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

3.1.2. Azioni sismiche

Le azioni sismiche considerate agenti sono:

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

3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA

3.2.1. Azioni statiche

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

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

3.2.2. Azioni sismiche

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

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

3.3. SPINTA DEL TERRENO

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

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

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

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

in cui risulta

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

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

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

3.3.1. Spinta statica

In condizioni statiche nella relazione di Mononobe-Okabe si pone

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

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

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

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

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

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

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

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

3.3.2. Sovraspinta sismica

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

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

Per la spinta attiva sismica del terreno risulta allora

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

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

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

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

3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.4.1. Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Tabella dei coefficienti Ψ

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

Tabella dei coefficienti γ

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

3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA

3.5.1. Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.5.3. Verifica a ribaltamento (diretta)

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

La verifica a ribaltamento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

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

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

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

3.5.4. Verifica a scorrimento (diretta)

La forza orizzontale motrice applicata alla fondazione risulta pari a

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

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

La forza orizzontale resistente applicata alla fondazione risulta invece pari a

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

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

La verifica a scorrimento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

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

con η coefficiente di sicurezza di normativa.

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

3.5.5. Verifiche degli elementi strutturali della spalla

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

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

3.5.6. Pali

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

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

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

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

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

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

3.5.7. Unghia anteriore platea fondazione (pali)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale.

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

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

3.5.8. Unghia anteriore platea fondazione (diretta)

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

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

Il momento flettente di verifica risulta allora essere pari a

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

con l lunghezza dell'unghia.

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

3.5.9. Unghia posteriore platea fondazione (pali)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3.5.10. Unghia posteriore platea fondazione (diretta)

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

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

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

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

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

3.5.11. Muro frontale

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

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

3.5.12. Muro paraghiaia

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

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

3.5.13. Muro risolto

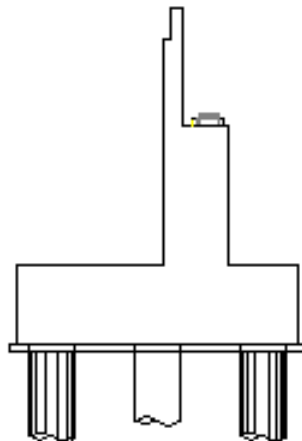
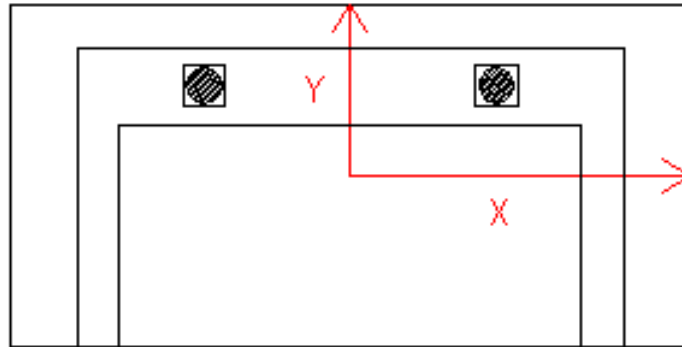
Il muro di risolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione).

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

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

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

3.6. SISTEMA DI RIFERIMENTO



3.7. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI

La verifica è condotta con lo schema di biella compressa – tirante, considerando la massima azione tagliante tra quelle riportate nelle combinazioni seguenti:

SOLLECITAZIONI GLOBALI COMBINATE SU SINGOLO BAGGIOLO					
Combinazione	Azione Variabile Principale	Nmax	Nmin	Ht	HI
COMB SLU STR (A1) 1	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	1936	1501	2	22
COMB SLU STR (A1) 2	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	1885	1192	2	22
COMB SLU STR (A1) 3	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	1755	1420	77	22
COMB SLU STR (A1) 4	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	1717	1188	77	22
COMB SLU STR (A1) 5	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	1755	1420	2	22
COMB SLU STR (A1) 6	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	1717	1188	2	22
COMB SLU STR (A1) 7	Vento scarico	1187	1176	2	16
COMB SLU STR (A1) 8	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	1778	1420	2	37
COMB SLU STR (A1) 9	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	1740	1188	2	37
COMB SLU STR (A1) 10	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1183	1176	3	9
COMB SLU STR (A1) 11	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1755	1420	3	22
COMB SLU STR (A1) 12	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1717	1188	3	22
COMB SLU GEO (A2) 13	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	1519	1148	2	19
COMB SLU GEO (A2) 14	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	1475	885	2	19
COMB SLU GEO (A2) 15	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	1364	1079	66	19
COMB SLU GEO (A2) 16	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	1332	881	66	19
COMB SLU GEO (A2) 17	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	1364	1079	2	19
COMB SLU GEO (A2) 18	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	1332	881	2	19
COMB SLU GEO (A2) 19	Vento scarico	880	871	2	14
COMB SLU GEO (A2) 20	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	1385	1079	2	32
COMB SLU GEO (A2) 21	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	1352	881	2	32
COMB SLU GEO (A2) 22	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	877	871	3	8
COMB SLU GEO (A2) 23	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1364	1079	3	19
COMB SLU GEO (A2) 24	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1332	881	3	19
COMB SLE RARA 25	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	1431	1112	2	15
COMB SLE RARA 26	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	1394	883	2	15
COMB SLE RARA 27	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	1297	1052	57	15
COMB SLE RARA 28	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	1269	880	57	15
COMB SLE RARA 29	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	1297	1052	2	15
COMB SLE RARA 30	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	1269	880	2	15
COMB SLE RARA 31	Vento scarico	878	871	2	10
COMB SLE RARA 32	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	1313	1052	2	25
COMB SLE RARA 33	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	1284	880	2	25
COMB SLE RARA 34	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	876	871	3	6
COMB SLE RARA 35	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1297	1052	3	15
COMB SLE RARA 36	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+0	1269	880	3	15
COMB SLE FREQUENTE 37	Gruppo 1 Max N	1274	1052	1	0
COMB SLE FREQUENTE 38	Gruppo 1 Max Mt	1246	880	1	0
COMB SLE FREQUENTE 39	Vento scarico	873	871	1	2
COMB SLE FREQUENTE 40	Att. Vinc. e Var. Term.	871	871	2	0
COMB SLE QUASI PERM 41		871	871	1	0
COMB SISMICA 42	(SISMA X preponderante SISMA Z+)	935	935	98	29
COMB SISMICA 43	(SISMA X preponderante SISMA Z-)	808	808	98	29
COMB SISMICA 44	(SISMA Y preponderante SISMA Z+)	935	935	30	97
COMB SISMICA 45	(SISMA Y preponderante SISMA Z-)	808	808	30	97
COMB SISMICA 46	(SISMA Z+ preponderante)	1083	1083	30	29
COMB SISMICA 47	(SISMA Z- preponderante)	659	659	30	29

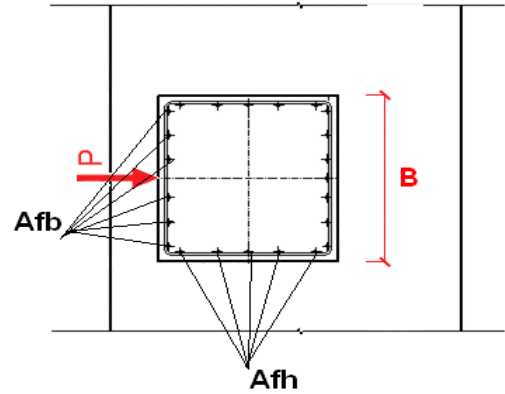
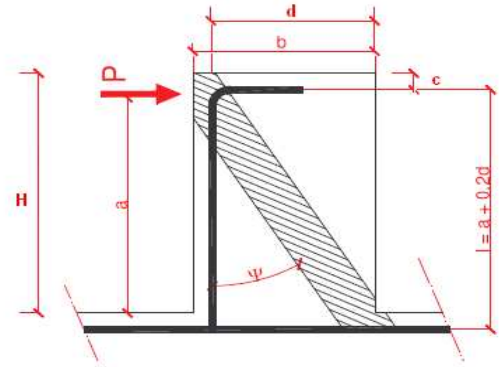
Cavalcavia Strada delle Miliane CA.2B.03 – Relazione di calcolo spalle

Classe di resistenza	C	C32/40
Resistenza cubica a compressione	R _{ck}	40 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	2.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.8 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.45 MPa
Modulo di elasticità	E _c	33 643 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	33 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ _c	1.50

ACCIAIO

Acciaio per cemento armato normale:

	Acciaio B 450 C
Resistenza caratteristica di rottura acciaio	f _{tk} 540 MPa
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f _{yk} 450 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	f _{yd} 391 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ _s 1.15
Modulo elastico caratteristico acciaio	E _s 206 000 MPa



ARMATURA VERTICALE			
	ø mm	n	Area mm ²
A _{fb}	16	6	1 206
A _{fh}			-

P	98	KN
H	0.3	m
b	0.8	m
B	0.8	
c	0.04	m
d	0.76	m
a	0.3	m
l	0.45	m

(il Taglio si considera agente in testa alla mensola)

λ	0.66	
N _c	117.4644112	KN
N _t	37.41	KN
P _{c,Rd} (KN)	1908.62	VERIFICATO
P _{t,Rd} (KN)	714.35	VERIFICATO

Azione nella biella compressa

Azione nel tirante

Resistenza della biella compressa:

$$P_{c,Rd} = 0.2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\sqrt{1+\lambda^2}} \geq P$$

Resistenza dell'armatura tesa:

$$P_{t,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\lambda} \geq P$$

4. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI

4.1. ISOLATORI

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

Spettro di risposta orizzontale SLC
(per la verifica degli isolatori)

Spettro orizzontale SLC			
a_g/g	0.296	S	1.119
F_0	2.375	η	0.707
T_c^*	0.311	T_B	0.144
S_s	1.119	T_C	0.432
C_c	1.390	T_D	2.783
S_t	1.000	η_{cls}	1.000
q	1.414	ξ	5.000
		ξ_{iso}	15.000

	$n_{i,spalla}$	4	(Numero di isolatori sulla spalla)
	F su singolo isolatore	871 kN	(Forza sul singolo isolatore)
	Δ	158 mm	(Tipologia isolatore)
	$K_{isol,orizz}$	0.498 kN/mm	(Rigidezza orizzontale isolatore)
	n_{tot}	8	(Numero di isolatori sotto impalcato collegati)
	K_{tot}	3.986 kN/mm	(Rigidezza tot. Sistema isolamento)
	$mtot$	0.711 kNs ² /mm	(Massa tot. impalcato)
	T	2.653	(Periodo proprio tot. impalcato)
		$T_c < T < T_d$	
SLC - Isolatori	$S_{e,orizz}(T)$	0.090 g	
	H_{sis}	315 kN	(Forza sismica orizzontale sulla spalla)
	$H_{sis, app}$	79 kN	(Forza sismica singolo isolatore)
	$S_{e,v}(T)$	0.000 g	
	V_{sis}	0 kN	(Forza sismica verticale sulla spalla)
	$V_{sis, app}$	0 kN	(Forza sismica verticale singolo appoggio)
	Δ_{prog}	158 mm	(Spostamento max isolatore da progetto)
	Δ_{isol}	200 mm	(Spostamento max isolatore da catalogo)
	Spostamento garantito		

4.2. GIUNTI DI DILATAZIONE

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

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

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

dove Δ_{sisma} è lo spostamento dovuto al sisma e $\Delta_{\text{dil.term}}$ è lo spostamento dovuto alla dilatazione termica.

In condizioni di esercizio si sono considerati i massimi spostamenti nella combinazione rara, nella quale lo spostamento dovuto alla dilatazione termica è stato moltiplicato per il coefficiente $\psi=0.6$.

Combinazioni	Δ long rara (mm)	Δ trasv rara (mm)	Δ termico (mm)	Δ long sisma (mm)	Δ trasv sisma (mm)	Δ long tot (mm)	Δ trasv tot
Esercizio Rara	143	66	1.29	-	-	144.29	67.29
Sismica	-	-	1.29	158	158	63.84	63.84

	Escursione giunto (mm)
Longitudinale	290
Trasversale	140