

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

RIQUALIFICA VIALE EUROPA

CAVALCAVIA VIALE EUROPA Pk 16+427

Progetto strutturale
Relazione Strutturale - Adeguamento sismico

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I10	CV102	00000	R	S T R	1374	0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



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

Sommario

1	INTRODUZIONE	4
1.1	CARATTERISTICHE GENERALI DELL’OPERA	6
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
1.3	CLASSI DI ESPOSIZIONE	11
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
1.4.1	Strutture di nuova realizzazione	12
1.4.2	Strutture esistenti	14
1.5	CARATTERISTICHE DEL TERRENO	19
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
1.7	SOFTWARE DI CALCOLO	22
1.7.1	Elementi finiti	22
1.7.2	Verifiche sezionali	22
1.7.3	Elaborazione dati	22
1.7.4	Validazione dei programmi di calcolo	22
1.8	CONVENZIONI GENERALI	23
2	IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI	24
2.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	24
2.2	FASI DI ANALISI	25
2.2.1	Fase 1	25
2.2.2	Fase 2	25
2.2.3	Fase 3	25
2.2.4	Procedura di verifica	26
2.3	ANALISI DELLE CONDIZIONI STATICHE	26
2.4	ANALISI DELLE CONDIZIONI SISMICHE	26
2.5	APPLICAZIONE DEI TIRANTI PASSIVI	27
3	ANALISI DEI CARICHI	29
3.1	PREMESSA	29
3.2	CARICHI AGENTI SULL’IMPALCATO E SULLA PILA	29
3.2.1	Carichi agenti sull’impalcato in fase 1	29
3.2.2	Carichi agenti sull’impalcato in fase 2	29
3.2.3	Carichi agenti sull’impalcato in fase 3	30
3.3	CARICHI AGENTI SULLE SPALLE	43
3.3.1	Carichi permanenti strutturali	43
3.3.2	Carichi permanenti non strutturali	43
3.3.3	Spinta del terreno	43
3.3.4	Sovraccarico accidentale	43
3.3.5	Reazione del tirante	44
3.4	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	44
3.5	COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	45
4	VERIFICHE STRUTTURALI	47
4.1	TRAVI	47
4.1.1	Sezione resistente	47
4.1.2	Sollecitazioni agenti	48
4.1.3	Pressoflessione SLU	49
4.1.4	Taglio SLU	52
4.2	ISOLATORI	53
4.2.1	Isolatori spalle	53
4.2.2	Isolatori pila	53

4.3	PILA	54
4.3.1	Paramento	54
4.3.2	Platea di fondazione	58
4.4	SPALLE	61
4.4.1	Paraghiaia	62
4.4.2	Paramento	66
4.4.3	Platea di fondazione	70
5	VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO	73

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 1-1. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (1)	4
FIGURA 1-2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (2)	4
FIGURA 1-3. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (3) – VISTA CARREGGIATA SUD.....	5
FIGURA 1-4. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'OPERA (4) – VISTA CARREGGIATA NORD	5
FIGURA 1-5 – PIANTA FONDAZIONI	6
FIGURA 1-6 – PIANTA SOTTOSTRUTTURE.....	7
FIGURA 1-7 – SEZIONE LONGITUDINALE CAVALCAVIA.....	7
FIGURA 1-8 - SEZIONE TRASVERSALE SULLA PILA	7
FIGURA 1-9 - SISTEMA DI VICOLO DELLE TRAVI.....	8
FIGURA 1-10 - SISTEMAZIONE LATERALE CON BARRIERA ARCHITETTONICA	9
FIGURA 1-11. CLASSI DI ESPOSIZIONE IN RELAZIONE ALLE CONDIZIONI AMBIENTALI, IN CONFORMITÀ ALLA EN 206-1	11
FIGURA 1-12 - CARATTERISTICHE ISOLATORI PILA.....	13
FIGURA 1-13 - CARATTERISTICHE ISOLATORI SPALLA	13
FIGURA 1-14 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – UBICAZIONE PUNTI DI INDAGINE.....	15
FIGURA 1-15 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 1/2.....	16
FIGURA 1-16 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – INDAGINI PACOMETRICHE 2/2.....	16
FIGURA 1-17 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE (SCLEROMETRICHE) SU CALCESTRUZZO	17
FIGURA 1-18 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI COMPRESSIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO	17
FIGURA 1-19 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE DI TRAZIONE DIRETTA SU ACCIAIO STRUTTURALE	17
FIGURA 1-20 – INDAGINI 2018 SU STRUTTURE ESISTENTI – PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE (DUROMETRO)	18
FIGURA 1-21. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE ORIZZONTALE E VERTICALE PER SLC, SLV, SLD E SLO	21
FIGURA 2-1 - MODELLO F.E.M. - VISUALIZZAZIONE UNIFILARE E VISUALIZZAZIONE ESTRUSA	25
FIGURA 2-2 - ESEMPIO DI CURVE CARATTERISTICHE TIRANTI PASSIVI	28
FIGURA 3-1. SCHEMA DI CARICO 1 (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	35
FIGURA 3-2. INTENSITÀ DEI CARICHI Q _{IK} E Q _{IK} PER LE DIVERSE CORSIE (FIG.5.1.2 DELLE NTC2018)	35
FIGURA 3-3. DISPOSIZIONE CARICO TANDEM PER MASSIMO MOMENTO FLETTENTE E AZIONE DI TAGLIO SU IMPALCATO ESISTENTE	36
FIGURA 3-4. VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI DOVUTE AL TRAFFICO (TAB.5.1.IV DELLE NTC2018)	37
TABELLA 3-1 - FORZE STATICHE EQUIVALENTI AGLI URTI DI VEICOLI	38
TABELLA 3-2 - CONTROLLO MASSE SISMICHE PARTECIPANTI	40
TABELLA 3-3 - OUTPUT ANALISI MODALE	41
FIGURA 3-5 - DEFORMATA MODO 1 - PRINCIPALE PER DIREZIONE ORIZZONTALE LONGITUDINALE	42
FIGURA 3-6 - DEFORMATA MODO 2 - PRINCIPALE PER DIREZIONE ORIZZONTALE TRASVERSALE	42
FIGURA 3-7 - DEFORMATA MODO 4 - PRINCIPALE PER DIREZIONE VERTICALE.....	42
FIGURA 3-8. COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (TAB.2.6.I DELLE NTC2018)	45
FIGURA 3-9. COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA PER LE COMBINAZIONI DI CARICO AGLI SLU (TAB.5.1.V DELLE NTC2018)	45
FIGURA 3-10. VALORI DEI COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (TAB.2.5.I DELLE NTC2018)	46
FIGURA 3-11. COEFFICIENTI Ψ PER LE AZIONI VARIABILI PER PONTI STRADALI E PEDONALI (TAB.5.1.VI DELLE NTC2018)	46

1 INTRODUZIONE

Il presente elaborato riporta le analisi svolte e i risultati ottenuti relativamente ai calcoli statici per l'adeguamento sismico del cavalcavia di viale Europa, nell'ambito dei lavori di ampliamento del sistema autostradale e tangenziale di Bologna, nel tratto Borgo Panigale – Caselle.

L'opera è denominata 102T e ubicata alla progressiva 16+417.

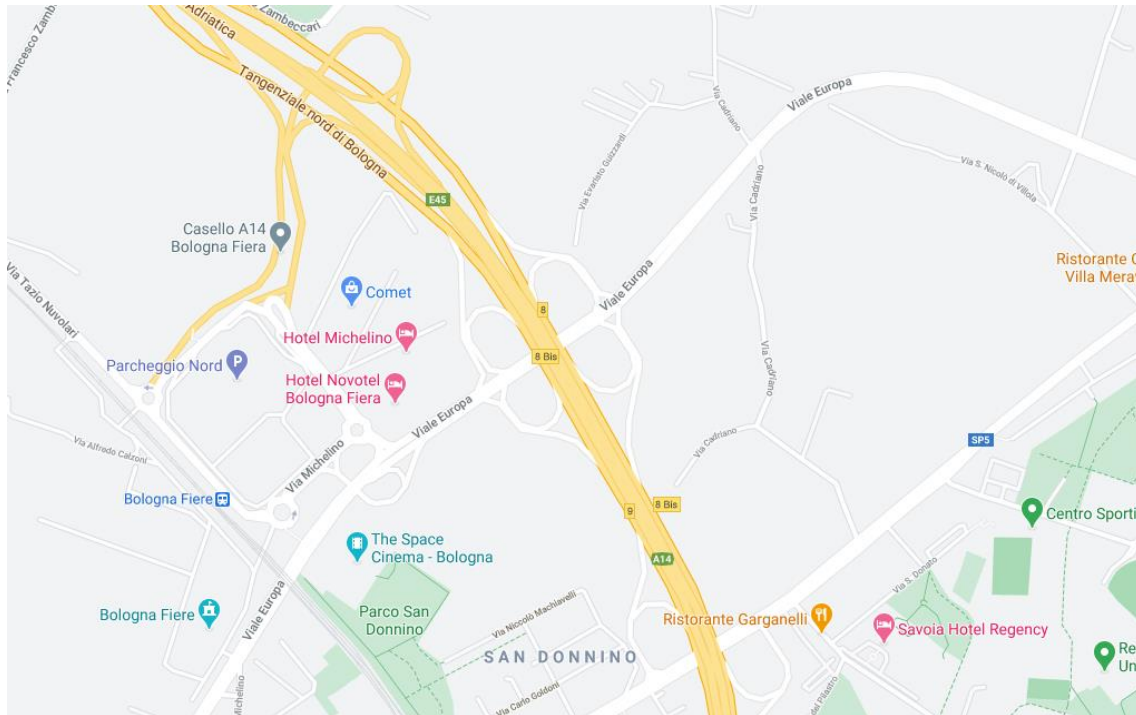


Figura 1-1. Localizzazione geografica dell'opera (1)

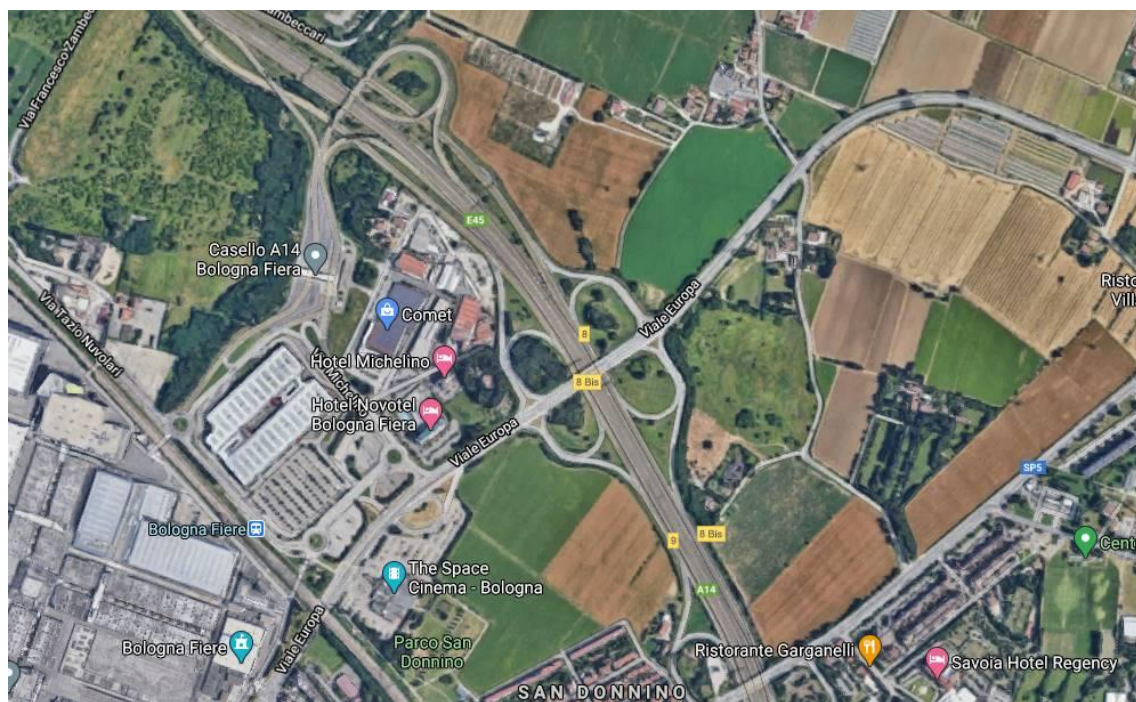


Figura 1-2. Localizzazione geografica dell'opera (2)



Figura 1-3. Localizzazione geografica dell'opera (3) – Vista Carreggiata Sud



Figura 1-4. Localizzazione geografica dell'opera (4) – Vista Carreggiata Nord

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELL'OPERA

La struttura del ponte è costituita da un impalcato a travi in c.a.p. a due luci, avente luce di calcolo totale pari a $2 \times 35.59 \text{ m} = 71.18 \text{ m}$.

L'impalcato è realizzato con 13 travi in c.a.p. a cassoncino di altezza pari a 1.30 m e larghezza pari a 1.88 m accostate tra loro (interasse = 1.90 m).

Lo schema statico vede le travi semplicemente appoggiate sulle spalle, continuizzate (con getto di seconda fase) sulla pila centrale e solidarizzate fra loro da una soletta collaborante in c.a. gettata in opera di spessore pari a 0.20 m.

L'impalcato presenta, nel complesso, una larghezza totale pari a circa 25.60 m.

La pila centrale è di tipo a setto in c.a.o. di spessore variabile da 0.90 m a 1.30 m e larghezza totale pari a 26.44 m (con bordi smussati nelle due porzioni estreme per 85 cm). La fondazione è un plinto in c.a. di dimensioni 5.60 m x .50 m per uno sviluppo di 28.20 m fondato su pali Ø1200 mm lunghi 32.0 m.

Le spalle sono in cemento armato con altezza allo spiccatto della fondazione di 7.75 m (a meno del paraghiaia). Il plinto di fondazione ha spessore 1.50 m; le fondazioni sono su pali Ø1200 mm e $L=32.0 \div 36.0 \text{ m}$.

Il nuovo intervento di adeguamento prevede i seguenti interventi fondamentali:

- sostituzione dispositivi di appoggio con isolatori elastomerici
- cerchiatura (ispessimento) della pila a setto con inserimento di armatura aggiuntiva
- installazione di tiranti passivi sulle spalle
- protezione pila in spatritraffico

Oltre all'adeguamento sismico del cavalcavia, saranno installate delle barriere architettoniche laterali in carpenteria metallica con camminamento di servizio. Le verifiche statiche delle barriere sono oggetto di altro elaborato.

Nelle figure seguenti si riporta una rappresentazione del sottovia nella nuova configurazione allargata.

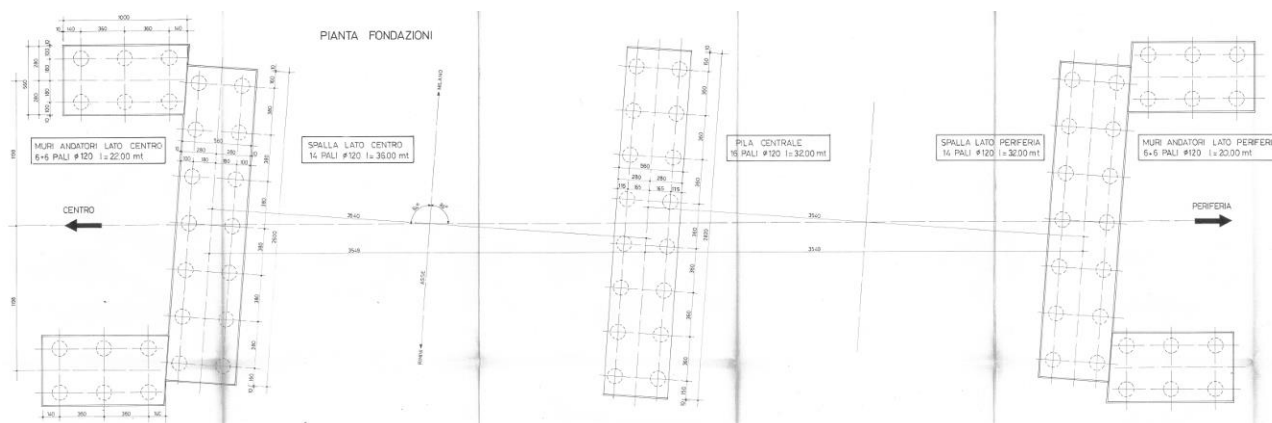


Figura 1-5 – Pianta fondazioni

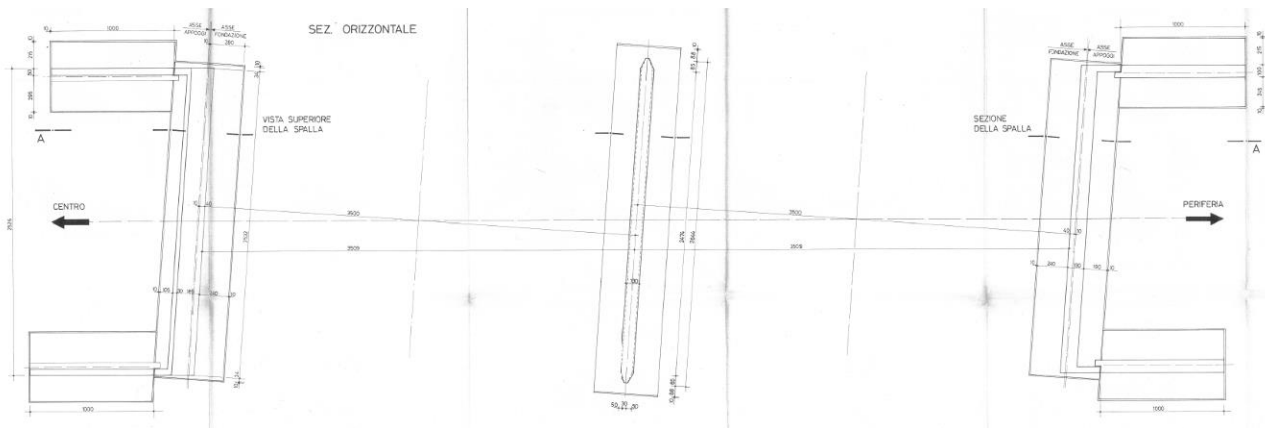


Figura 1-6 – Pianta sottostrutture

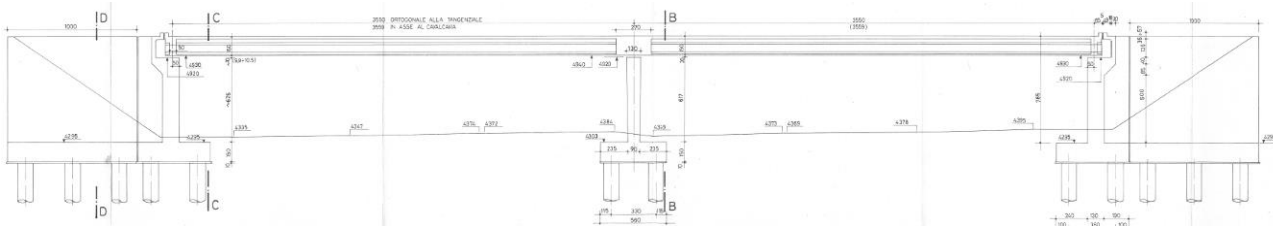


Figura 1-7 – Sezione longitudinale cavalcavia

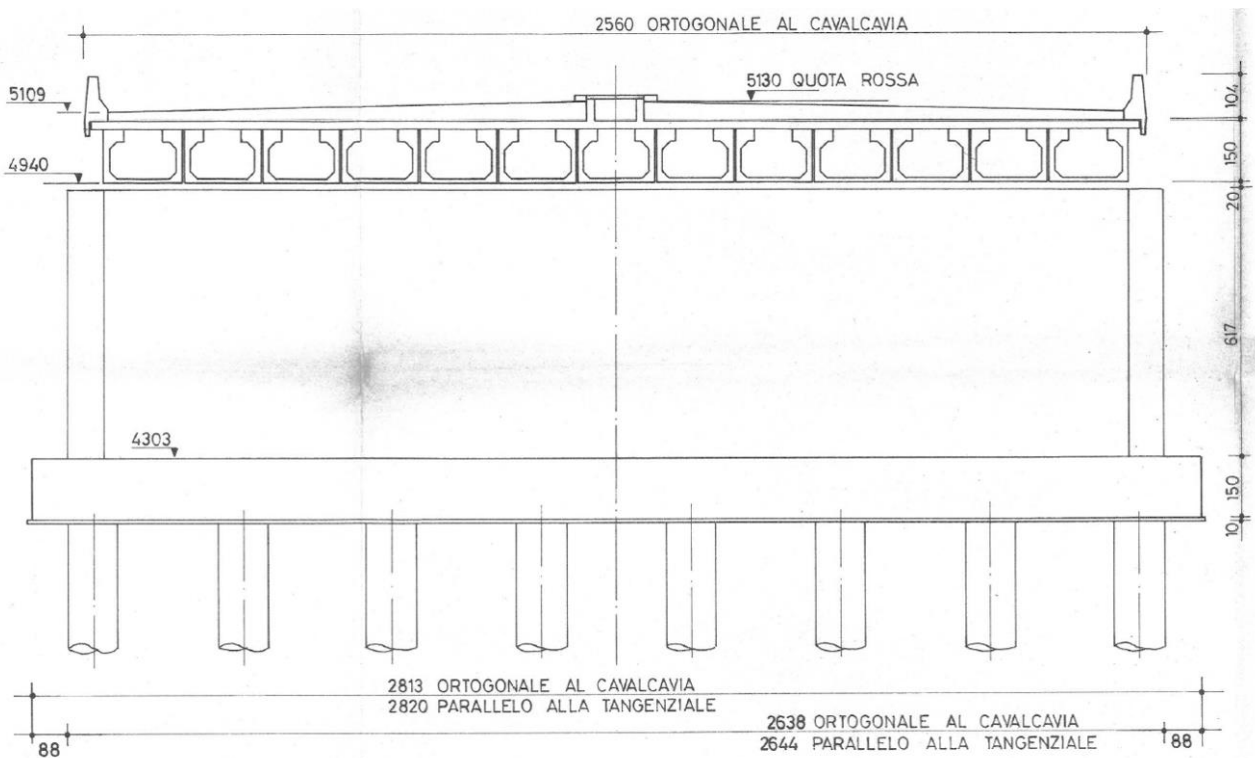


Figura 1-8 - Sezione trasversale sulla pila

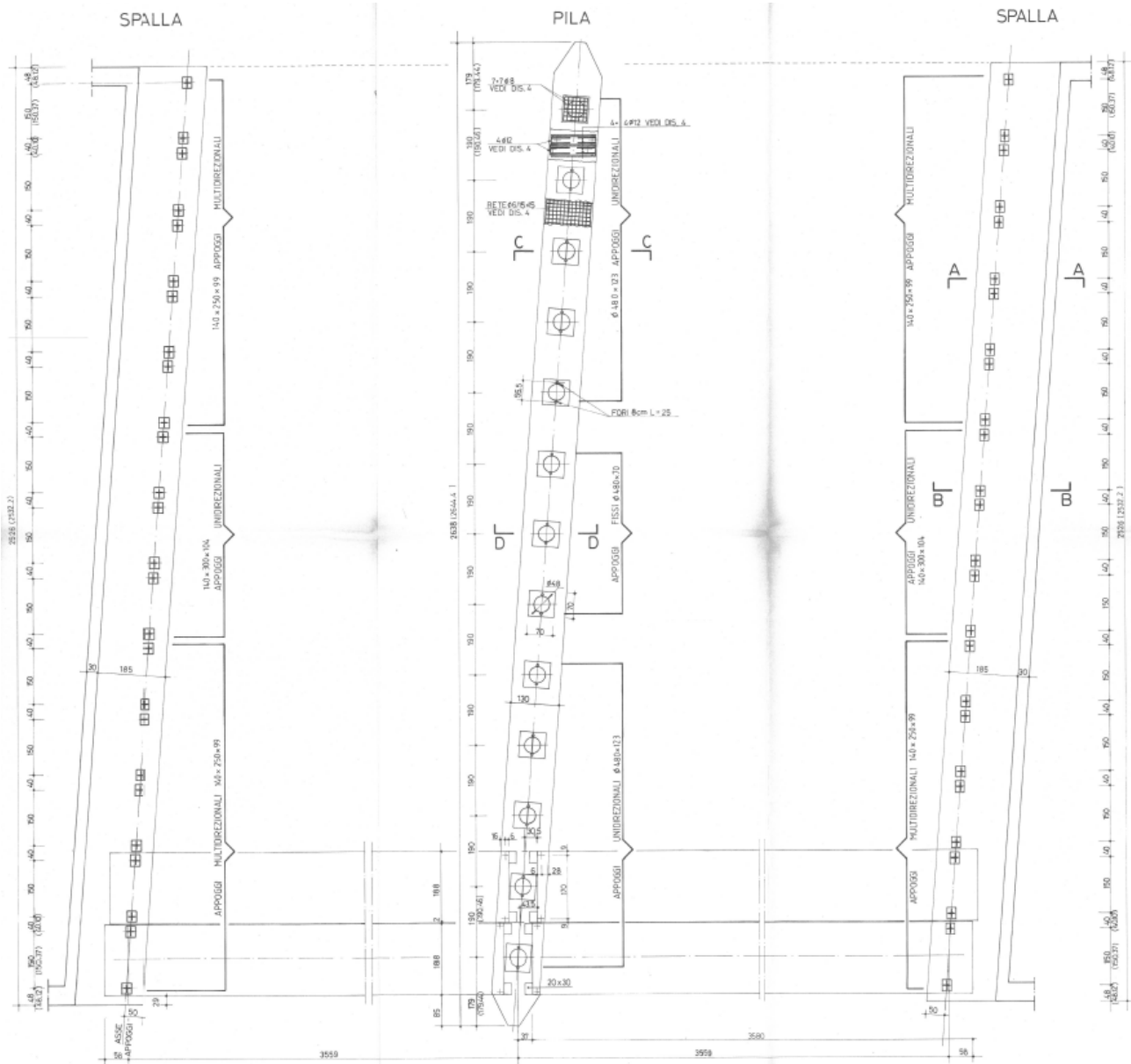


Figura 1-9 - Sistema di vicolo delle travi

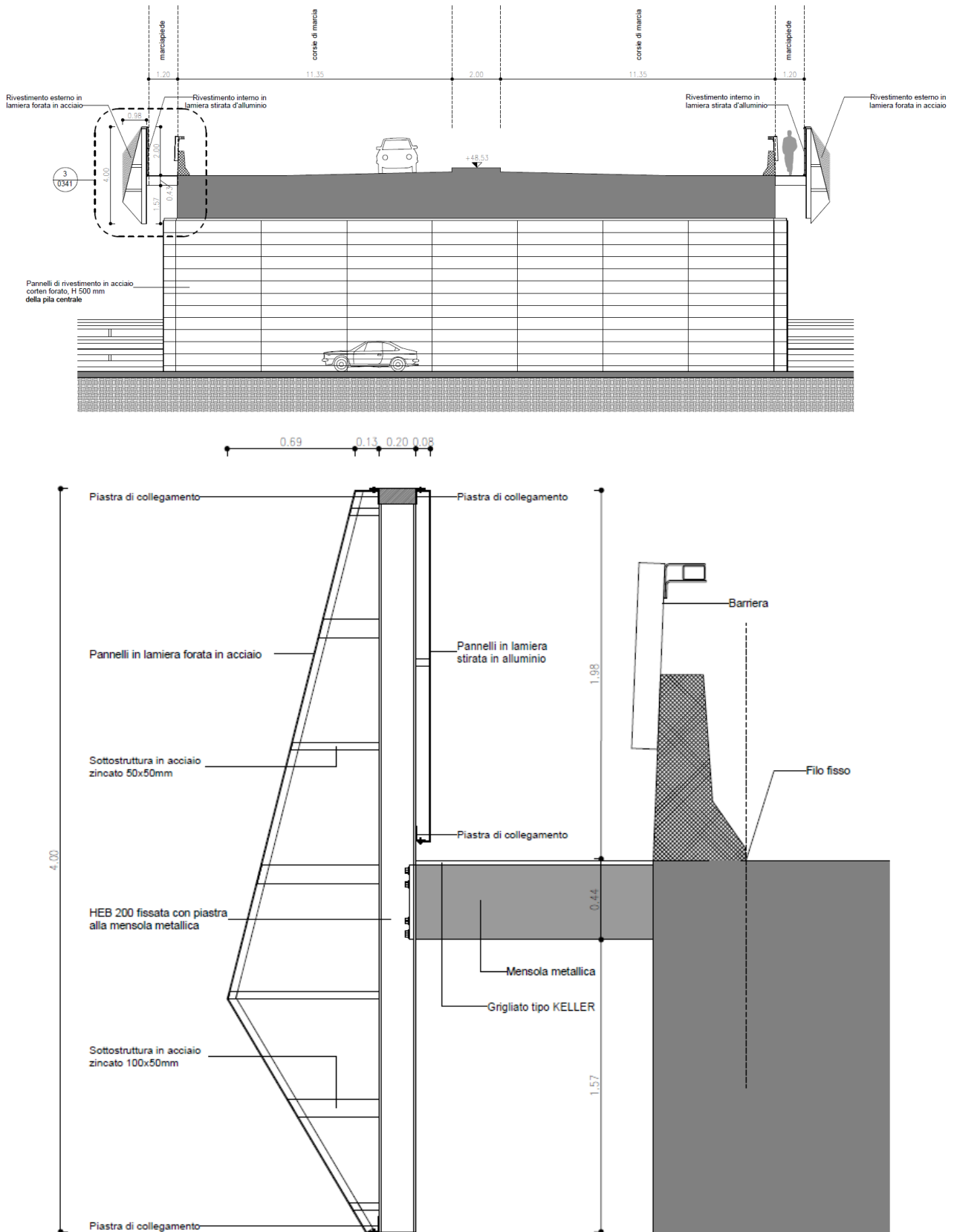


Figura 1-10 - Sistemazione laterale con barriera architettonica

1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche sono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni previste dalle vigenti Normative italiana ed europea (Eurocodici).

In particolare, si fa riferimento alle seguenti norme:

- [1] D.M. 17/01/2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” – GU n°8 del 17/2/2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “Istruzioni per l'applicazione dell' Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale.
- [4] UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento.
- [5] UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche.
- [6] UNI EN 1991-1-6: Azioni sulle strutture – Azioni in generale – Azioni durante la costruzione.
- [7] UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti.
- [8] UNI EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo.
- [9] UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici.
- [10] UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo.
- [11] UNI EN 1993: Progettazione delle strutture in acciaio.
- [12] UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici.
- [13] UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio.
- [14] UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra.
- [15] UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti.
- [16] UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica.
- [17] UNI EN 1993-1-10: Progettazione delle strutture di acciaio – Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore.
- [18] UNI EN 1993-1-11: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione di strutture con elementi tesi.
- [19] UNI EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- [20] UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti.
- [21] UNI EN 1997: Progettazione geotecnica.
- [22] UNI EN 1998: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.
- [23] UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti.
- [24] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti.

1.3 CLASSI DI ESPOSIZIONE

Ai fini dell'individuazione di dettaglio delle proprietà dei materiali, si farà riferimento alle seguenti classi di esposizione, il cui significato è esplicitato nella tabella di seguito riportata:

pali:	XC2
fondazioni pile, spalle e muri:	XC2
elevazioni pile, muri e spalle:	XF2
pulvino:	XF4
cordoli, baggioli e ritegni sismici:	XF4
solette in c.a.:	XF4
coppelle:	XF4

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno 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.

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

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

Figura 1-11. Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

1.4.1 Strutture di nuova realizzazione

1.4.1.1 Calcestruzzo

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

ELEVAZIONI PILE

- Classe C32/40
- Classe di esposizione XF2

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.

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

- COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (ϕ palo>600mm) Cnom.=60.0 mm
 - COPRIFERRO NOMINALE* per solette Cnom.=35.0mm
 - COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioni Cnom.=35.0mm
 - COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioni Cnom.=40.0mm
- * EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

1.4.1.2 Acciaio per c.a.

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

- fyk > 450MPa
- ftk > 540MPa

1.4.1.3 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)

1.4.1.4 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 JO+N

Acciaio in profili a sezione cava:

- Tipo EN 10210-1 S355 JOH+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

1.4.1.5 Isolatori

Si sostituiscono i dispositivi divincolo esistenti (v. Figura 1-9) con degli isolatori di caratteristiche riportate di seguito.

HDRB / H - 16% smorzamento, spostamento orizzontale = 250 mm									
isolatore E-Safe	D_g (mm)	T_q (mm)	H_{tot} (mm)	K_b (kN/mm)	K_v (kN/mm)	$N_{ed, max}$ (kN)	F_{zd} (kN)	L (mm)	W (kG)
HDRB / H Φ 500 X 248	500	114	248	2.40	1709	3538	7295	550	257

Figura 1-12 - Caratteristiche isolatori pila

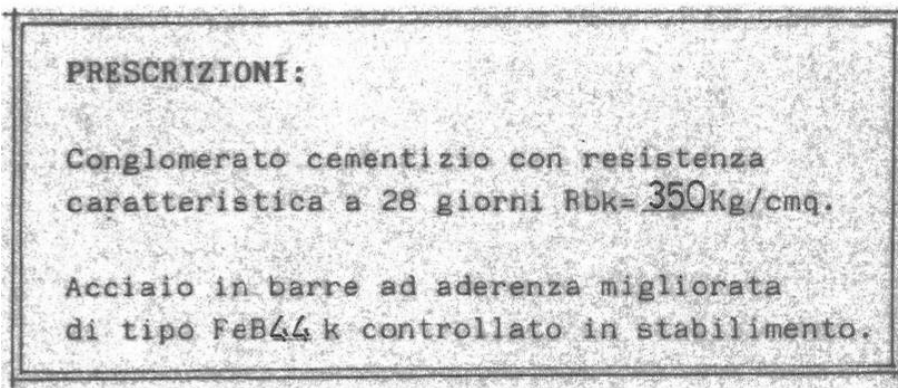
HDRB / H - 16% smorzamento, spostamento orizzontale = 300 mm									
isolatore E-Safe	D_g (mm)	T_q (mm)	H_{tot} (mm)	K_b (kN/mm)	K_v (kN/mm)	$N_{ed, max}$ (kN)	F_{zd} (kN)	L (mm)	W (kG)
HDRB / H Φ 450 X 275	450	132	275	1.68	1054	1042	5678	500	223

Figura 1-13 - Caratteristiche isolatori spalla

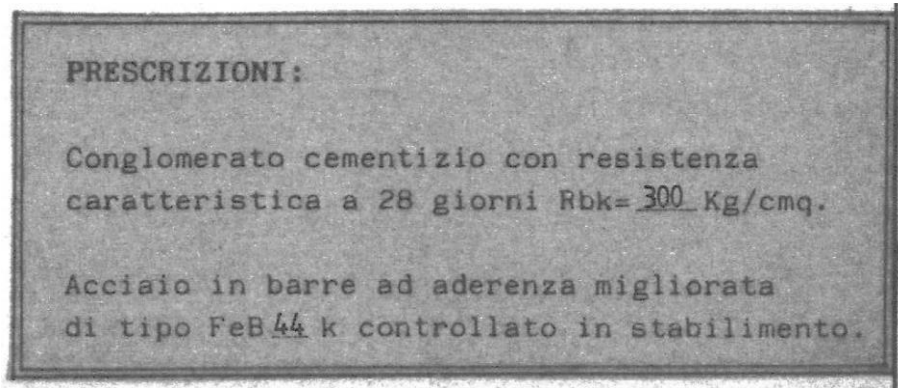
1.4.2 Strutture esistenti

1.4.2.1 Caratteristiche dei materiali indicate negli elaborati progettuali (as built)

1.4.2.1.1 Lastre prefabbricate, traversi, soletta



1.4.2.1.2 Pila, spalle, muri andatori, pali di fomndazione, barriere



1.4.2.1.3 Travi

<u>calcestruzzo</u>	resistenza caratteristica a 28 gg.: $R_{bk} \geq 55 \text{ N/mm}^2$
<u>acciaio</u>	: FeB 44K $\bar{\sigma}_s = 255 \text{ N/mm}^2$
<u>acciaio armonico</u>	: per trefoli $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$: per cavi $f_{ptk} \geq 1700 \text{ N/mm}^2$

Tensione residua acciaio armonico

Cavi:

$$\sigma_{sp} = 123,86 - 14,76 - 4,95 = 104,15 \text{ kg/mm}^2 \quad (84,09\%)$$

Trefoli:

```

** PRESSIONE **
Totale trefoli N. 64      Area trefoli A= .93
Dritti 4/4 4/117 8/121 36/125
Rialzati 4/117 4/121 1/125
Tens.Iniziale=13500    Tens.Finale =11318
Rilass.= 505          Ritiro = 600
Fluage = 1249        Rit.+Fluage = 332
    
```

1.4.2.2 Risultati delle indagini condotte sulle strutture esistenti

1.4.2.2.1 Campagna di indagine 2018

Nel mese di Giugno 2018 la società “Elletipi S.r.l.” ha eseguito una campagna di indagini specialistiche e conoscitive sugli elementi strutturali del sottovia in esame.

In totale sono state effettuate le seguenti prove:

- 2 prelievi di carote in cls (2 prove di compressione + carbonatazione);
- 2 prelievi di barre d'armatura per prove di trazione (barre e staffe);
- 2 controlli non distruttivi (sclerometro+ultrasuoni);
- 2 prove di durezza su barre d'armatura;
- 2 indagini pacometriche

I risultati delle prove eseguite sono riportati nel doc. **rel-26-rev00-16609-17 “Indagini specialistiche sugli elementi strutturali del sottovia pk 16+417 - 102T viale Europa – Relazione Tecnica”** redatto dalla citata società “Elletipi S.r.l.” ed a cui si rimanda per tutti i dettagli.

Nel seguito si riporta un sunto degli esiti delle indagini eseguite con i risultati più significativi ai fini delle verifiche da condursi sulle strutture esistenti.

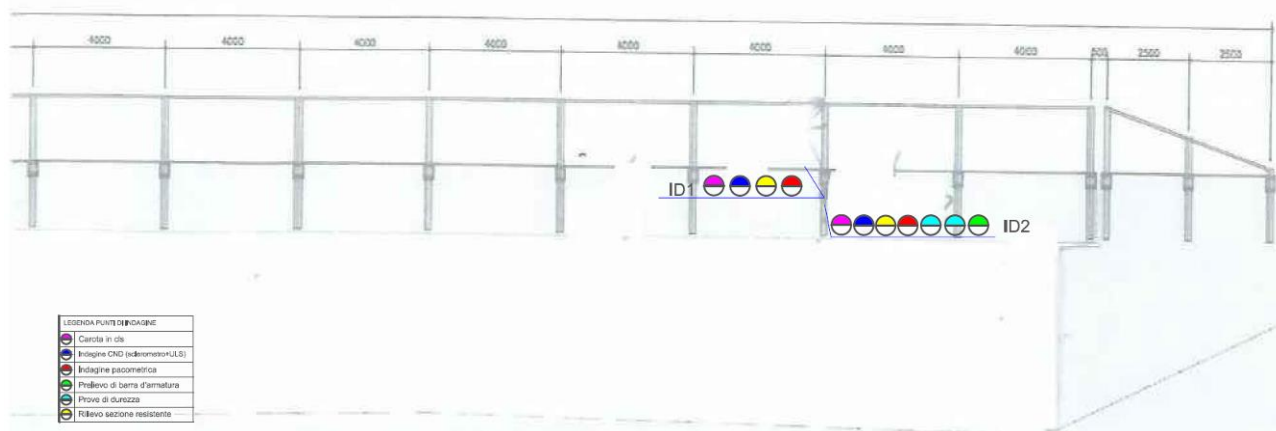


Figura 1-14– Indagini 2018 su strutture esistenti – Ubicazione punti di indagine

codice: ID7 | elemento: SOLETTA

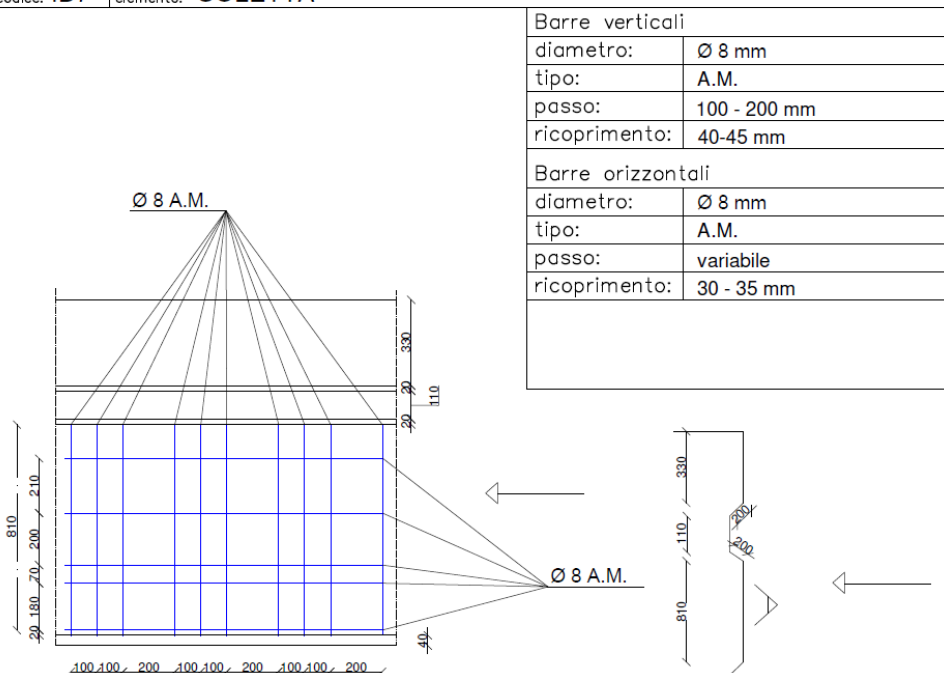


Figura 1-15 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 1/2

codice: ID8 | elemento: SOLETTA

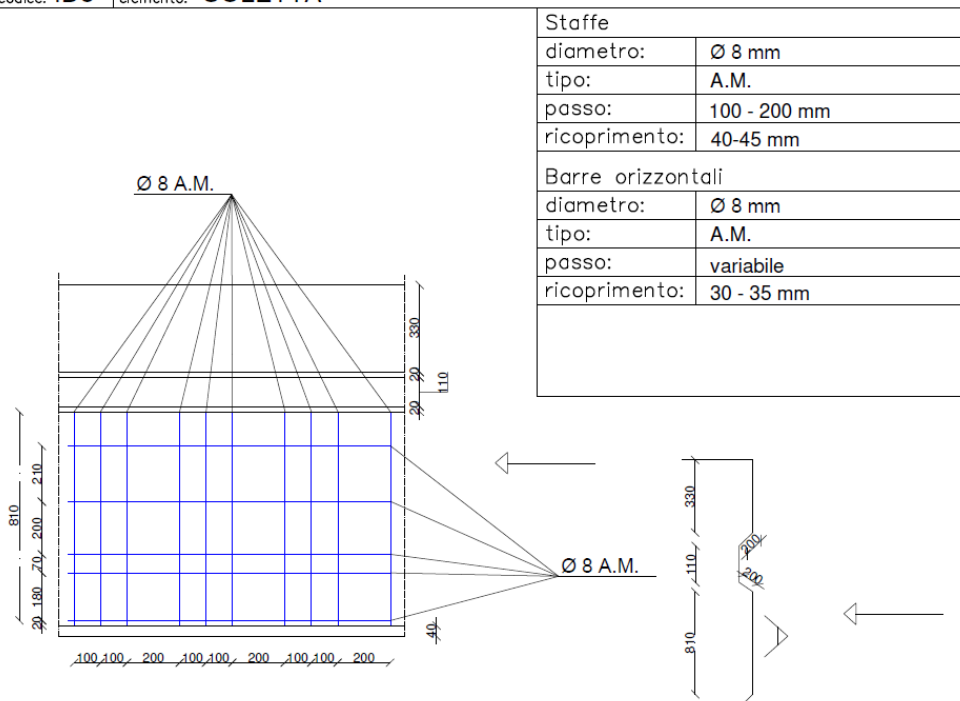


Figura 1-16 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Indagini pacometriche 2/2

DATA PROVA:	18/06/18																		
PARTE D'OPERA:	SOLETTA																		
CERTIFICATO n°:	51859/18 elaborato numerico	revisione 00	emessa il	26/06/18															
PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO																			
Parte d'opera/Contrassegno	ULTRASUONI			Misura	SCLEROMETRO										Rc CAROTA	Rc ULTRASUONI Beconcini, 2003	Rc SCLEROMETRO E.Schmidt, 1951	Rc STIMATA	
	ULTRASUONI 55kHz				SCLEROMETRO SCHMIDT - N														
	spazio (L)	tempo (T)	velocità (V)		valori misurati in situ														
	[cm]	[us]	[m/s]		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	is medio	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
ID1 - SOLETTA	40	120.80	3642	INDIRETTA	54	54	54	54	52	52	52	54	52	50	52.8	42.0	21.0	54.7	42.0
ID2 - SOLETTA	40	107.50	4093	INDIRETTA	54	54	54	52	52	54	52	49	50	54	52.5	35.9	34.5	54.2	44.5

Determinazione dell'indice sclerometrico - UNI 12504-2
 la indica l'indice di rimbalzo sclerometrico dell'estimo punto di indagine calcolato come mediana su 10 valori misurati in situ
 La direzione rappresenta l'angolo formato dall'asse dello sclerometro con il piano orizzontale
 Codice interno strumentazione utilizzata: 12 - 130-132
 Determinazione della velocità ultrasonica nel calcestruzzo - UNI EN 12504-4
 L indica la lunghezza del percorso
 T è il tempo impiegato dall'impulso nell'attraversare la lunghezza L
 V indica la velocità dell'impulso
 Codice interno strumentazione utilizzata: 126
 Prove di compressione su carote in calcestruzzo - UNI EN 12504-1:2009
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
 Rapporto lunghezza/diametro dei provini utilizzati = 1
 Rc indica la resistenza cubica a compressione.
 Codice interno strumentazione utilizzata: 31 - 381 - 521 - 624

Figura 1-17 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive (sclerometriche) su calcestruzzo

CAMPIONE:	CILINDRI IN CALCESTRUZZO	
DATA PRELIEVO:	19/06/2018	
CERTIFICATO n°:	51857/18	Rev 0 del: 26/06/2018
DATA PROVE:	26/06/2018	

PROVA DI COMPRESIONE SU PROVINI DI CALCESTRUZZO									
Parte d'opera	ID	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di rottura	f _{cλ}	R _{c1}	penetrazione CO ₂
		Diametro	Lunghezza	λ = L / D					
		[mm]	[mm]						
SOLETTA	1	94	92	0.98	2295	294.0	42.4	42.0	15
SOLETTA	2	94	93	0.99	2270	250.1	36.0	35.9	21

Note:
 Prove sul calcestruzzo nelle strutture - UNI EN 12504-1:2009 Parte 1: Carote - prelievo, esame e prova di compressione
 Metodo utilizzato per la preparazione del provino: taglio ad umido e rettifica
 f_{cλ} resistenza a compressione del provino con rapporto Lunghezza/Diametro pari a λ
 R_{c1} = f_{cλ} x 2.5 / (1.5+1/λ) resistenza a compressione del corrispondente cilindro con snellezza λ=1 assimilabile alla resistenza cubica
 Codice strumentazione interna 31 - 381 - 521 - 624

Figura 1-18 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di compressione su provini di calcestruzzo

CAMPIONE:	BARRE DI ARMATURA											
DATA PRELIEVO:	19/06/2018											
CERTIFICATO n°:	51858/18	Rev 0 del: 26/06/2018										
DATA PROVE:	16/06/2018											
PROVA DI TRAZIONE DIRETTA - Tensile Test at Ambient Temperature - UNI EN ISO 6892-1:2009												
Opera/Parte d'opera	ID	tipologia barra d'armatura	Dimensioni Provino			Massa volumica	Carico di snervamento	Carico di rottura	tensione di snervamento	tensione di rottura	rapporto tensioni	allungamento a rottura
			D	Φ	L							
			[mm]	[mm]	[mm]							
SOLETTA - BARRA LONGITUDINALE	2	A.M.	8	7.88	340.00	7606.67	31.08	33.82	638.1	694.4	1.09	12.8
SOLETTA - BARRA TRASVERSALE	2	A.M.	8	7.92	310.00	7701.05	28.71	32.46	582.2	658.3	1.13	12.5

Note:
 *staffa fortemente ossidata con conseguente riduzione della sezione.
 D diametro nominale della barra misurato con tecniche di misura dirette
 Φ diametro equipasante utilizzato e calcolato come indicato al § 11.3.2.4 del D.M 14/01/2008 nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7850 kg/m³
 T.L. barre d'armatura di tipo tondo liscio
 A.M. barre d'armatura ad aderenza migliorata
 Codice strumentazione interna 882-1121-232B

Figura 1-19 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove di trazione diretta su acciaio strutturale

DATA PROVE: 18/06/18	revisione 00	emessa il : 26/06/2018
PARTE D'OPERA BARRE ARMATURA: SOLETTA		
CERTIFICATO n 51861/18		

PROVE NON DISTRUTTIVE ESEGUITE IN SITO SU ACCIAIO STRUTTURALE - DUROMETRO					
progressivo prova	Parte d'opera/Contrassegno	elemento indagato	Media elementi*	Media (Brinnell)	CARICO DI ROTTURA A TRAZIONE
					[MPa]
ID2	SOLETTA	BARRA LONGITUDINALE	210.0	211.3	705
			209.0		
			215.0		
ID2	SOLETTA	BARRA TRASVERSAL E	211.0	212.0	715
			212.0		
			213.0		

NOTE: Codice strumentazione interna 11124
 NORMA DI RIFERIMENTO: ASTM A956/2002

Figura 1-20 – Indagini 2018 su strutture esistenti – Prove non distruttive eseguite in sito su acciaio strutturale (durometro)

1.4.2.3 Valori di calcolo

In attesa dei risultati delle indagini 2020, si impiegano i seguenti materiali di calcolo equivalenti delle strutture.

FC 1.20 -

Travi

Calcestruzzo

Rck 55 MPa

Rck,calc = 55 / 1.20 = ~45 MPa

CLS calcolo C35/45

Acciaio lento

FeB44k fyk = 430 MPa

fyk,calc = 430/1.2 = ~360 MPa

Acc,calcolo FeB38k → fyk = 375 MPa

Acciaio armonico

fptk 1 700 MPa

ffptk,calc = 1700 / 1.20 = ~1 420 MPa

Soletta

Calcestruzzo

Rck 35 MPa

Rck,calc = $35 / 1.20 =$ ~30 MPa
 CLS calcolo C25/30

Acciaio lento

FeB44k fyk = 430 MPa
 fyk,calc = $430/1.2 =$ ~360 MPa
 Acc,calcolo FeB38k → fyk = 375 MPa

Sottostrutture

Calcestruzzo

Rck 30 MPa
 Rck,calc = $30 / 1.20 =$ ~25 MPa
 CLS calcolo C20/25

Acciaio lento

FeB44k fyk = 430 MPa
 fyk,calc = $430/1.2 =$ ~360 MPa
 Acc,calcolo FeB38k → fyk = 375 MPa

1.5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per il terreno di rilevato a tergo delle spalle, si considerano i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito: $\varphi' = 35^\circ$
 coesione: $c' = 0$
 peso proprio: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Per le verifiche geotecniche si rimanda allo specifico elaborato.

1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Come richiesto dalla Normativa vigente, la zona dove ricade l'opera in esame è stata considerata sismica con grado di sismicità calcolato sulla base di una caratterizzazione sismica riferita ai Comuni interessati dagli interventi di ampliamento.

Sito in esame.

latitudine: 44,515633
 longitudine: 11,378231
 Classe: 4
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 16730	Lat: 44,5150	Lon: 11,3175	Distanza: 4818,985
Sito 2	ID: 16731	Lat: 44,5163	Lon: 11,3875	Distanza: 741,275
Sito 3	ID: 16953	Lat: 44,4663	Lon: 11,3893	Distanza: 5558,696
Sito 4	ID: 16952	Lat: 44,4650	Lon: 11,3193	Distanza: 7318,302

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: A
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 100 anni
 Coefficiente cu: 2

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
 Tr: 60 [anni]
 ag: 0,072 g
 Fo: 2,478 -
 Tc*: 0,275 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
 Tr: 101 [anni]
 ag: 0,089 g
 Fo: 2,470 -
 Tc*: 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
 Tr: 949 [anni]
 ag: 0,211 g
 Fo: 2,437 -
 Tc*: 0,314 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
 Tr: 1950 [anni]
 ag: 0,265 g
 Fo: 2,448 -
 Tc*: 0,321 [s]

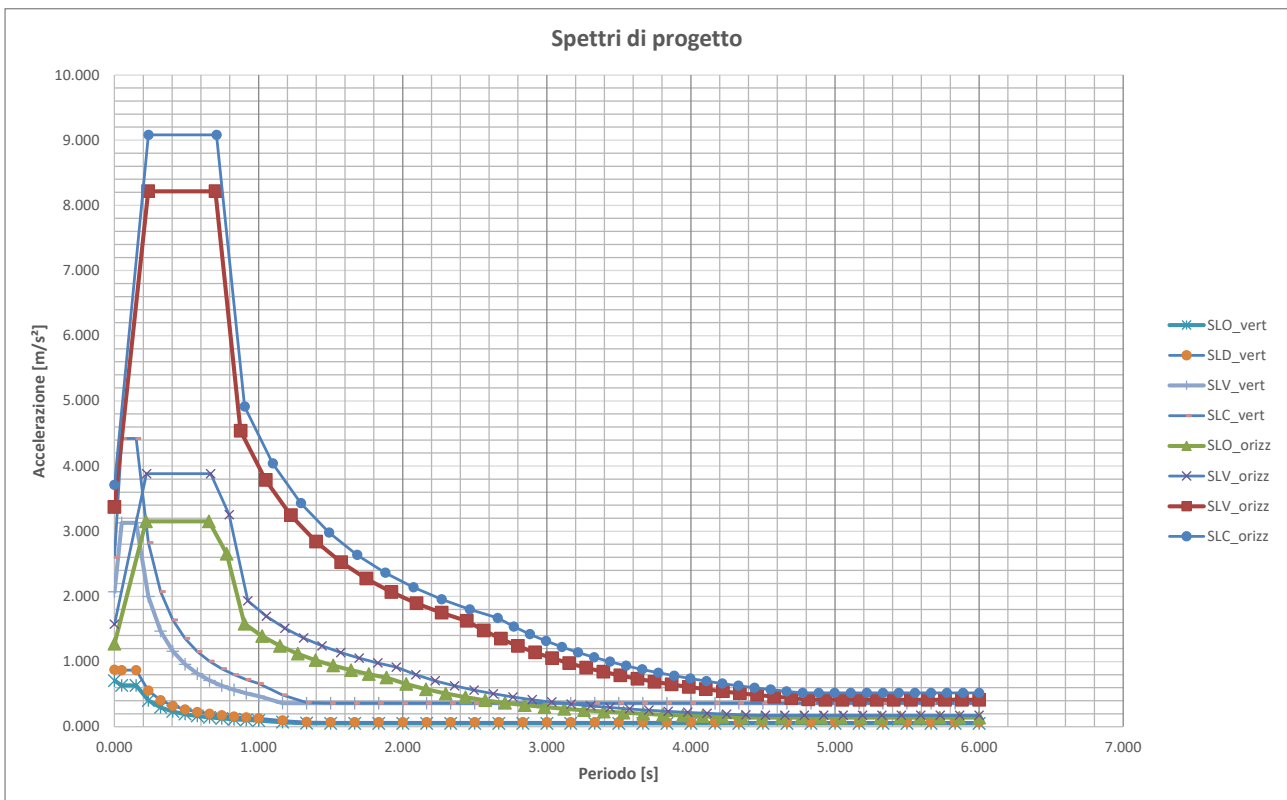


Figura 1-21. Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale e verticale per SLC, SLV, SLD e SLO

1.7 SOFTWARE DI CALCOLO

1.7.1 Elementi finiti

Per l'analisi strutturale dell'edificio si adotta il metodo degli elementi finiti; si utilizza, a tale fine, il pacchetto software denominato "**LUSAS** (vers. 15.2)", fornito da F.E.A. (U.K.) su piattaforma Windows 7. Il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base e all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti.

1.7.2 Verifiche sezionali

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

"**RC-SEC**" sviluppato da Geostru Software S.a.s., in grado di effettuare verifiche sia tensionali che a rottura.

"**VCASLU**" – ver. 7.7 del 30 Agosto 2011, 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.

1.7.3 Elaborazione dati

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 2019**".

1.7.4 Validazione dei programmi di calcolo

Ai sensi del punto 10.2 delle NTC 2008, si dichiara quanto segue, relativamente all'impiego di strumenti di calcolo automatizzati.

L'analisi strutturale e le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di codici di calcolo, cui criteri di impiego sono dettagliatamente descritti nei vari capitoli della presente relazione.

I codici di calcolo commerciali Lusas e PontiEC4 sono dotati di Verification Manual, ovvero della specifica raccolta di esempi rappresentativi, validati attraverso l'impiego di metodologie di verifica indipendente.

La correttezza dei risultati ottenuti per mezzo di altri strumenti di calcolo automatico viene di volta in volta valutata mediante metodologie alternative.

Per le specifiche verifiche si rimanda al Capitolo 5 - VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO.

1.8 CONVENZIONI GENERALI

Unità di misura

Salvo ove diversamente specificato, le unità di misura sono quelle relative al Sistema Internazionale, ovvero:

Lunghezze: [m]

Forze: [kN]

Tensioni: [MPa]

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

Per quanto riguarda le azioni interne, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

Fx: azione assiale;

Fy azione tagliante agente nel piano della sezione trasversale;

Mz momento flettente agente nel piano della sezione trasversale.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

2 IMPOSTAZIONE GENERALE DELLE ANALISI STRUTTURALI

Nei capitoli successivi si riportano le analisi e le verifiche delle strutture originarie del cavalcavia con l'obiettivo dell'adeguamento sismico dello stesso.

Per quanto riguarda la sovrastruttura e le sottostrutture, l'analisi è condotta in riferimento agli stati limite ultimi. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (travi longitudinali, trasversi, soletta, pila e spalle) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di Normativa.

Nello specifico delle sottostrutture, si specifica quanto segue.

- Spalle. L'analisi è di tipo “bidimensionale” e riguarda ciascuna delle sezioni trasversali “tipiche” della spalla: struttura originaria e struttura del primo ampliamento (qualora presente). Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (paramento e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di Normativa.
- Pile. Le pile sono modellate unitamente all'impalcato. L'interazione terreno-struttura è modellata mediante un vincolo di incastro perfetto in corrispondenza dell'intradosso della fondazione delle pile. Si valuta se la capacità resistente delle sezioni dei principali elementi strutturali (pulvino, elevazione e plinto di fondazione) è sufficiente nei confronti delle sollecitazioni derivanti dai carichi di Normativa.

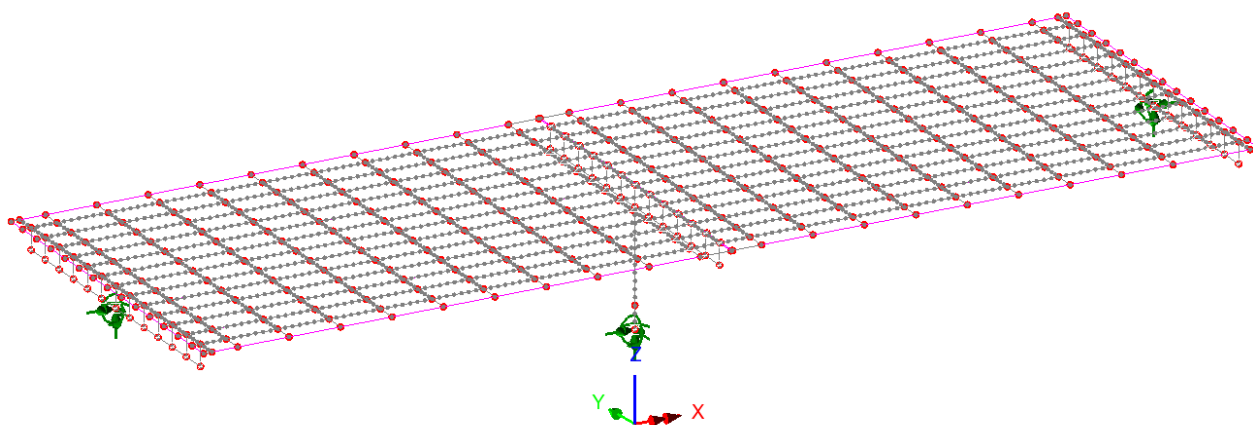
Le verifiche strutturali e geotecniche sulle opere fondazionali indirette e le verifiche geotecniche sulle opere fondazionali dirette sono contenute in uno specifico elaborato di calcolo.

Qualora le verifiche non risultano soddisfatte, è presentato il progetto strutturale o geotecnico dell'intervento da eseguire.

2.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per l'analisi strutturale si considera un modello agli elementi finiti costituito da un graticcio di travi formato da elementi beam lineari a due nodi e da una soletta modellata con elementi beam di connessione tra le travi.

I vincoli sono stati modellati come molle elastiche di caratteristiche opportune (v. isolatori § 1.4.1.5).



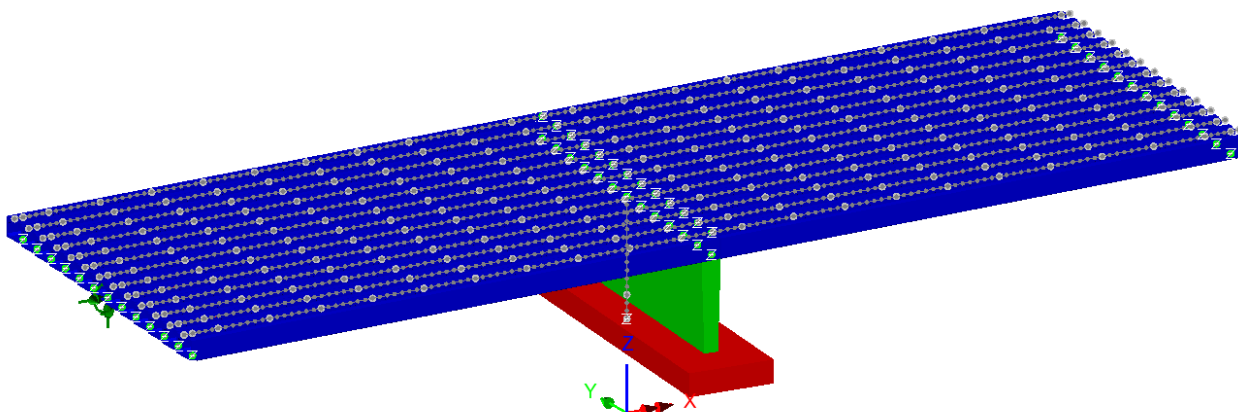


Figura 2-1 - Modello F.E.M. - Visualizzazione unifilare e visualizzazione estrusa

2.2 FASI DI ANALISI

Sebbene la struttura esistente abbia esaurito tutti i fenomeni reologici dipendenti dal tempo, questa sarà analizzata secondo le fasi riportate di seguito.

2.2.1 Fase 1

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Peso proprio travi
- Peso proprio traversi
- Peso proprio soletta

In questa fase i traversi e la soletta in calcestruzzo sono un carico che grava sulle travi e non viene considerata come elemento resistente.

2.2.2 Fase 2

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Carico permanente degli arredi stradali (pavimentazione, cordoli, guard-rail, reti di protezione e, qualora presenti, barriere anti-foniche)

2.2.3 Fase 3

I carichi considerati in questa fase di analisi sono:

- Azione di frenatura
- Carichi variabili da traffico
- Vento (a ponte carico)
- Temperatura
- Sisma
- Urto da traffico veicolare

Come previsto al cap.7.2.2 delle NTC2018, si dovrà tener conto della componente verticale del sisma mediante un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

2.2.4 Procedura di verifica

I criteri per la verifica della resistenza delle sezioni sono contenuti ai capp.4.2 e 4.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Esplicativa.

Le verifiche presentate nei paragrafi seguenti fanno riferimento unicamente agli Stati Limite Ultimi..

2.3 ANALISI DELLE CONDIZIONI STATICHE

L'analisi in condizioni statiche delle spalle e delle pile è condotta con riferimento ai contributi di carico valutati in accordo a quanto specificato nella norma UNI EN 1990 e nel cap.3 delle NTC2018.

Per la scelta dei coefficienti da adottare in fase di combinazione dei carichi, si fa riferimento a quanto esposto nei capp.2 e 5 delle NTC2018, in funzione della tipologia di carico e del tipo di combinazione di volta in volta in esame.

In tutti i casi, ai fini delle verifiche, sono elaborati gli involuipi delle sollecitazioni volti a massimizzare/minimizzare le caratteristiche di sollecitazione di interesse, complete dei rispettivi valori concomitanti.

La spinta del terreno a tergo delle spalle è valutata in condizioni a riposo, qualora la struttura sia su fondazione profonda. Si considera, invece, la spinta attiva nel caso di spalla su fondazione diretta.

2.4 ANALISI DELLE CONDIZIONI SISMICHE

Per lo studio del comportamento dell'impalcato e della pila in fase sismica, si procede ad effettuare un'analisi dinamica lineare (analisi modale).

L'input sismico è definito in base a quanto richiesto dalla vigente Normativa italiana, così come di seguito riportato.

La definizione dello spettro è dettata dalla scelta di alcuni parametri che descrivono la tipologia dell'opera in esame (vita nominale V_N legata al tipo di costruzione e classe d'uso C_U) e di altri che individuano la probabilità di superamento P_{VR} di un determinato livello di intensità sismica in un assegnato periodo di tempo V_R , vita di riferimento. L'intensità sismica viene specificata in termini di periodo medio di ritorno T_R , definito a sua volta in funzione di P_{VR} e V_R .

In fase di verifica, si è fatto riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione sismica viene definita a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito della costruzione, specificata in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale. I parametri locali di sito necessari per la costruzione delle forme spettrali risultano i seguenti:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al suolo;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'amplificazione del moto sismico dipende, invece, dalla natura del terreno su cui poggia l'opera in esame.

Noti tutti i parametri sopra riportati, è possibile definire l'azione sismica in termini di spettro di risposta elastico in accelerazione.

Per il dimensionamento/verifica sia dell'elevazione che della fondazione delle pile, si è optato per rimanere in campo elastico tramite l'assunzione di un coefficiente di struttura unitario ($q = 1.0$).

L'analisi strutturale della spalla in condizioni sismiche è eseguita mediante un metodo pseudostatico, secondo quanto riportato al cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018.

L'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \times a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

con S coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m può assumere valore unitario.

Per le opere di sostegno su fondazione diretta, invece, si può assumere un coefficiente β_m minore di 1.00 e pari a (cap.7.11.6.2.1 delle NTC2018):

$$\beta_m = 0.38 \quad \text{nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);}$$

$$\beta_m = 0.47 \quad \text{nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati.

La componente dinamica delle spinta del terreno a tergo della spalla è valutata in condizioni attive secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

2.5 APPLICAZIONE DEI TIRANTI PASSIVI

Il progetto prevede il rinforzo delle spalle della struttura originaria ponendo in opera micropali ad andamento sub-orizzontale, vincolati al paramento di spalla, con funzione di tiranti passivi.

L'analisi delle spalle esistenti viene condotta valutando il tiro agente sui tiranti passivi, nelle varie combinazioni di carico, applicando un metodo del tipo “a curve caratteristiche”, tenendo conto dell'effettiva interazione tra spalla e tiranti, assicurando la congruenza degli spostamenti previsti.

Più nel dettaglio, ipotizzando di intervenire sul paramento della spalla con una tirantatura passiva realizzata con micropali, note:

- la tipologia e la tecnica di esecuzione dell'intervento di consolidamento;
- la natura e la caratterizzazione geotecnica dei terreni;

è possibile tracciare una curva di rigidezza della tirantatura sul piano δ_h - T , dove:

δ_h = spostamento orizzontale della testa del micropalo (considerato “assiale” per micropali suborizzontali con deviazione fino a $15^\circ \div 20^\circ$);

T = tiro nei micropali di ancoraggio, al m di paramento.

Il massimo tiro disponibile per ciascun tirante è pari a:

$$T_{\max} = R_{ad}$$

dove

R_{ad} è la resistenza di progetto dei micropali di ancoraggio.

Per ottenere il valore massimo del tiro disponibile per ciascun metro di paramento è sufficiente dividere T_{\max} per l'interasse dei micropali.

Successivamente, note le sollecitazioni agenti in fondazione per ogni combinazione di carico, è possibile determinare una curva di rigidezza della struttura nel modo di seguito descritto.

La spalla esistente, per effetto dei soli carichi permanenti, subisce una traslazione rigida orizzontale (δ_o) ed una rotazione rigida (θ_o); in questo caso, indicando con h_{tir} la distanza verticale tra l'intradosso della fondazione e la testa dei micropali, lo spostamento orizzontale della spalla in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti risulta:

$$\delta_{o,htir} = \delta_o + h_{tir} \tan(\theta_o)$$

Ipotizzando di realizzare i tiranti quando sulla struttura agiscono i soli carichi permanenti, per diverse combinazioni di carico di progetto (stato limite di esercizio, stato limite ultimo o sisma), è possibile costruire per punti le curve di rigidezza della fondazione in presenza di una generica tirantatura di consolidamento, disposta ad una specificata altezza da intradosso fondazione (h_{tir}).

Considerando, infatti, il caso in cui la spalla sia soggetta, ad esempio, alle sollecitazioni derivanti dal sisma, si possono calcolare i valori di sollecitazioni di taglio e momento agenti in fondazione, per ciascun i-esimo ipotetico valore T_i dell'azione agente nei tiranti disposti ad altezza h_{tir} .

Si avrà infatti:

$$\begin{aligned} N_i &= N \\ H_i &= H - T_i \\ M_i &= M - (h_{tir} T_i) \end{aligned}$$

dove N_i, H_i, M_i sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione nella i-esima ipotesi di efficacia della tirantatura, mentre N, H ed M sono, per la condizione di carico in esame, i carichi effettivi per ogni metro di fondazione in assenza di tirantatura.

Tali sollecitazioni (N_i, H_i, M_i) danno luogo ad uno spostamento orizzontale (δ_i) e ad una rotazione della fondazione (θ_i). Per effetto di tali spostamenti, in corrispondenza del punto di applicazione dei tiranti, lo spostamento orizzontale della spalla risulterà pari a:

$$\delta_{i,htir} = \delta_i + h_{tir} \tan(\theta_i)$$

Sottraendo a tale valore dello spostamento il valore corrispondente alle condizioni di carico permanente, si ottiene:

$$\Delta\delta_{h,i} = \delta_{o,htir} - \delta_{i,htir}$$

La coppia di valori avente coordinate ($T_i, \Delta\delta_{h,i}$) rappresenta un punto della curva di rigidezza della fondazione.

Il punto di incontro tra le curve di rigidezza della tirantatura, costituita da tiranti specificati ad interasse specificato, e la curva di rigidezza della fondazione, determinata come descritto sopra, verifica la congruenza degli spostamenti e indica il tiro a cui è soggetta la tirantatura nella specifica condizione di carico analizzata.

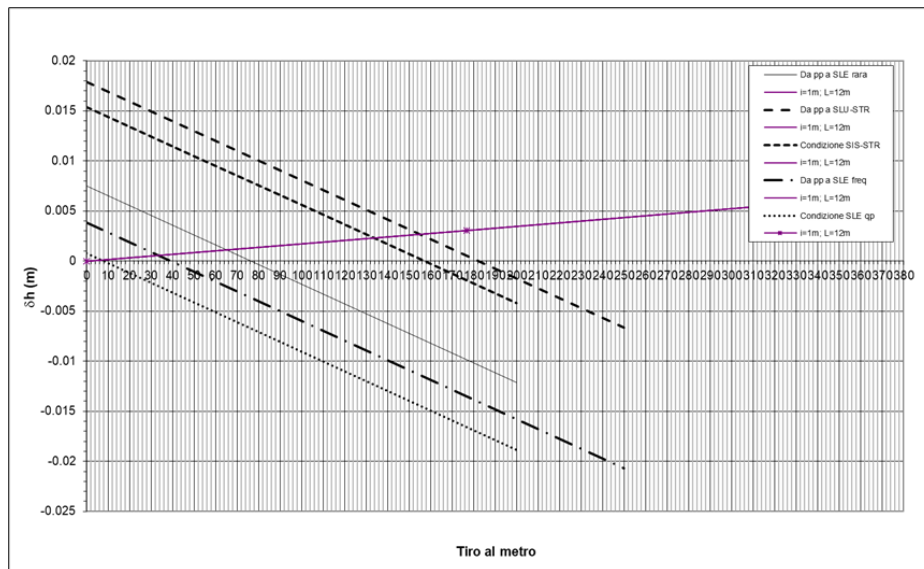


Figura 2-2 - Esempio di curve caratteristiche tiranti passivi

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 PREMESSA

Di seguito si riportano in dettaglio i vari contributi di carico considerati nell'analisi strutturale.

3.2 CARICHI AGENTI SULL'IMPALCATO E SULLA PILA

3.2.1 Carichi agenti sull'impalcato in fase 1

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al loro peso specifico (vedi capitolo relativo alle “Caratteristiche dei materiali”). Il software di calcolo effettua in automatico il calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, in funzione dei pesi specifici dei diversi materiali e dei volumi.

PP $\gamma = 25.0 \text{ kN/m}^3$
 PP,soletta = $25.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.20 \text{ m} = \dots\dots\dots 5.0 \text{ kN/m}^2$

3.2.2 Carichi agenti sull'impalcato in fase 2

3.2.2.1 Sovraccarichi permanenti

PP, cordoli laterali $25.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.19 \text{ m} \times 1.45 \text{ m}$
 PP, cordolo centrale (ipotizzato pieno!) $25.0 \text{ kN/m}^3 \times 1.40 \text{ m} \times 0.55 \text{ m}$
 Pavimentazione 3.00 kN/m^2

NJ-BP = $25.0 \text{ kN/m}^3 \times 0.32 \text{ m}^2/\text{m} + \sim 1.00 \text{ kN/m}_{\text{barriera}} = 8.00 \text{ kN/m} + 1.00 \text{ kN/m} = \dots\dots\dots 9.00 \text{ kN/m}$

Barriere architettoniche laterali

Gravità_acciaio +15 %
 Trave sbalzo (IPE300 – $i=4.00 \text{ m} - L = \sim 1.30 \text{ m}$) = $1.15 \times 422 \text{ N/m} \times 1.30 \text{ m} / 4.00 \text{ m} = \dots\dots \sim 157 \text{ N/m}$
 Montante (HEB180 – $i = 4.00 \text{ m} - L = 4.00 \text{ m}$) = $1.15 \times 512 \text{ N/m} \times 4.00 \text{ m} / 4.00 \text{ m} = \dots\dots\dots 589 \text{ N/m}$
 Grigliato keller = $1.15 \times \sim 0.60 \text{ kN/m}^2 \times 1.10 \text{ m} = \dots\dots\dots 760 \text{ N/m}$
 Lamiera (forata o stirata) → cautelativa = $2.0 \text{ kN/m}^2 \times 4.00 \text{ m} = \dots\dots\dots \underline{800 \text{ N/m}}$
 Tot $\sim 2.30 \text{ kN/m}$

3.2.3 Carichi agenti sull’impalcato in fase 3

3.2.3.1 Variazioni termiche

Si fa riferimento ai criteri contenuti in EN 1991-1-5 / NTC2018 – cap.3.5, sia per quanto riguarda il calcolo del range di temperatura, sia per quanto riguarda l’approccio di calcolo. In particolare, la norma EN1991-1-5 specifica nella sezione 6 come valutare le variazioni di temperatura nei ponti.

	Tipo ponte	3	1: acciaio 2: composto 3: calcestruzzo			
	Impalcato (Tipo 3)	2	1: scatolare 2: trave c.a. 3: piastra			
	Componente uniforme			Componente differenziale		
	T min	-15.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	15.0 [°C]	
	T max	42.0 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-8.0 [°C]	
	Te,min	-7.0 [°C]		Spessore rivestimento	5	1: non rivestito / 2: impermeabilizz 3: 50 mm / 4: 100 mm / 5: 150 mm 6: massiciata
	Te,max	44.0 [°C]				
	ΔT_N	51.0 [°C]				
				$k_{sur,heat}$	0.5 [-]	
	T_0	15.0 [°C]		$k_{sur,cool}$	1.0 [-]	
	$\Delta T_{N,con}$	-22.0 [°C]		$\Delta T_{M,heat}$	7.5 [°C]	
	$\Delta T_{N,exp}$	29.0 [°C]		$\Delta T_{M,cool}$	-8.0 [°C]	
Impalcato		Sezioni	Altezze [m]	$\Delta T_{M,heat}$ [°C/m]	$\Delta T_{M,cool}$ [°C/m]	
Europa	Trave	Trave	1.500	5.00	-5.33	

3.2.3.2 Azione del vento

L’azione del vento viene valutata in accordo al cap.3.3 delle NTC2018.

Nel presente capitolo si analizza l’azione del vento agente direttamente sull’impalcato e sulla pila.

Si considera, per semplicità, il vento agente perpendicolarmente all’asse tracciato, nella direzione più sfavorevole. L’azione trasversale del vento agente sulla superficie di prospetto dell’impalcato è valutata sia nella condizione di ponte scarico sia nella condizione di ponte carico, come esposto nel seguito.

Si riportano di seguito i dati che sono stati utilizzati per la valutazione della pressione media del vento agente sull’impalcato e sulla pila.

Calcolo parametri di base		
Valore di base - § 4.1	Zona	2 UNI EN 1991-1-4
	a_s	53 [m] quota sito
	v_{b0}	25 [m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
	a_0	750 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	k_a	0.015 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	v_{b0}	25 § 4.1.(1) P
	c_{dir}	1.00 [-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
	c_{season}	1.00 [-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
	T_r	100 [anni] periodo di ritorno
	k_1	0.138
	n	1.00
	c_{prob}	1.06 EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
		v_b 26.6 [m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)
Vento medio - § 4.2	Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
	c_o	1.00 [-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3
	z_0	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	z_{0II}	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
	z_{min}	4.00 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	z_{max}	200 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	k_r	0.19 [-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)
	c_r	0.93 [-] coefficiente di rugosità del terreno §4.3.2
		$v_m(z)$ 24.7 [m/s] velocità media del vento - EN 1991-1-4 § 4.3.1 (4.3)
Turbolenza del vento - § 4.4	k_t	1.00 [-] fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
	σ_v	5.05 [m/s] scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
	$I_v(z)$	0.20 [-] Intensità di turbolenza - EN 1991-1-4 cap. 4.4 (4.7)
Valore di picco della pressione - § 4.5	ρ	1.25 [kg/m³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
	$q_p(z)$	925.90 [N/m²] valore di picco della pressione dinamica a z[m] § 4.5 (4.9)
	$c_e(z)$	2.10 [-] fattore di esposizione - EN 1991-1-4 § 4.5 (4.9) => per deduzione
Pressione di picco SIMULTANEE AL TRAFFICO - § 8.1 +	v_b^*	23.91 [m/s] velocità di base SIMULTANEA § 8.1 (4) + NAD
	$v_m^*(z)$	22.22 [m/s] velocità media SIMULTANEA § 4.3.1 (4.3)
	$I_v^*(z)$	0.23 [-] Intensità di turbolenza SIMULTANEA § 4.4 (4.7)
	$q_p^*(z)$	799.04 [N/m²] picco della pressione dinamica SIMULTANEA § 4.5 (4.9)
	$c_e^*(z)$	2.24 [-] coefficiente di esposizione SIMULTANEO § 4.5 (4.9) => per deduzione

Caratteristiche impalcato [EN 1994-1-4 Sezione 8]		
b_{imp}	25.88	[m] (cfr. figura)
Z	6.65	[m] quota baricentro struttura da p.c.
d_{sagoma}	3.00	[m] § 8.1.(4) + NAD
$d_{scarico}$	1.30	[m] d rif. a ponte scarico (cfr. figura)
d_{carico}	4.30	[m] d rif. a ponte carico (cfr. figura)
$b/d_{scarico}$	19.91	[-]
b/d_{carico}	6.02	[-]
$C_{fx\ scarico}$	1.30	[-] coefficiente di forza § 8.3.1 fig. 8.3 SCARICO
$C_{fx\ carico}$	1.30	[-] coefficiente di forza § 8.3.1 fig. 8.3 CARICO
$f_{w, scarico}$	1 204	[N/m ²] pressione specifica nominale SCARICO § 8.3.2
$f_{w, carico}$	1 204	[N/m ²] pressione specifica nominale CARICO § 8.3.2
f_w^*	1 039	[N/m ²] pressione specifica nominale CARICO,comb § 8.3.2
$F_{w, scarico}$	1 565	[N/m] Risultante a ponte SCARICO, caratteristico
$F_{w, carico_car}$	5 176	[N/m] Risultante a ponte CARICO, caratteristico
$F_{w, carico_comb}^*$	4 467	[N/m] Risultante a ponte CARICO, combinazione
Ψ_0	0.60	[-] coefficiente di combinazione [UNI EN 1991-1-4:2005 § 8.1(4)]
$F_{w, carico} = (\min \Psi_0 F_w ; F_w^*)$	3 105	[N/m] Risultante a ponte CARICO, valore di combinazione
	239	[N/m / trave]

Calcolo parametri di base		
Valore di base - § 4.1	Zona	2 UNI EN 1991-1-4
	a_s	53 [m] quota sito
	v_{b0}	25 [m/s] valore base della velocità fondamentale del vento § 4.1.(1) P
	a_0	750 [m] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	k_a	0.015 [1/s] (cfr. tab. N.A. 1 parametri nazionali)
	v_{b0}	25 § 4.1.(1) P
	C_{dir}	1.00 [-] fattore di direzione § 4.2.(2) P - nota 2
	C_{season}	1.00 [-] fattore di stagionalità § 4.2.(2) P - nota 3
	T_r	100 [anni] periodo di ritorno
	k_1	0.138
	n	1.00
	C_{prob}	1.06 EN 1991-1-4 § 4.2 (Nota 4)
	v_b	26.6 [m/s] velocità di base del vento - § 4.2 (4.1)
	$C_s C_d$	1.00 fattore di struttura
Vento medio - § 4.2	Categoria sito	II I-II-III-IV-V (categorie secondo NAD EN 1991-1-4)
	c_o	1.00 [-] coeff. orografia § 4.3.1 e Annex A3
	z_0	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	z_{0II}	0.05 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2 prosp. 4.1
	z_{min}	4.00 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	z_{max}	200 [m] EN 1991-1-4 § 4.3.2
	k_r	0.19 [-] fattore di terreno § 4.3.2 (4.5)
	$c_r(z)$	0.91 [-] coefficiente di rugosità del terreno TESTA PILA §4.3.2
	$c_r(0)$	0.83 [-] coefficiente di rugosità del terreno BASE PILA §4.3.2
	$v_m(z)$	24.2 [m/s] velocità media del vento TESTA PILA § 4.3.1 (4.3)
	$v_m(0)$	22.1 [m/s] velocità media del vento BASE PILA § 4.3.1 (4.3)
Turbolenza del vento - § 4.4	k_t	1.00 fattore di turbolenza (valore raccomandato da N.A.D.)
	σ_v	5.05 scarto comp. turbolenta vel. vento EN 1991-1-4 §4.4 (4.6)
	$I_v(z)$	0.21 [-] Intensità di turbolenza TESTA PILA § 4.4 (4.7)
	$I_v(0)$	0.23 [-] Intensità di turbolenza BASE PILA § 4.4 (4.7)
Valore di picco della pressione - § 4.5	ρ	1.25 [kg/m³] densità aria (4.5 nota 2 e N.A.D.)
	$q_p(z)$	898.59 [N/m²] picco pressione dinamica TESTA PILA § 4.5 (4.9)
	$q_p(0)$	794.19 [N/m²] picco pressione dinamica BASE PILA § 4.5 (4.9)
	$c_e(z)$	2.0372 [-] fattore di esposizione TESTA PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione
	$c_e(0)$	1.8005 [-] fattore di esposizione BASE PILA § 4.5 (4.9) => per deduzione

Caratteristiche pila [EN 1994-1-4 Sezione 8]		
b	1.100	[m] (cfr. figura)
d	22.740	[m] § 8.1. (5) + NAD
r	0.000	[m] raggio smusso
Z_{max}	6.000	[m] quota testa pila
d/b	20.673	[-]
l/b	5.45	[-]
r/b	0.00	[-]
$C_{f,0}$	0.90	[-] coefficiente di forza di partenza § 7.6(1) fig. 7.23
Ψ_r	1.00	[-] fattore di riduzione spigoli arrotondati § 7.6(1) fig. 7.24
λ	70.00	[-] snellezza effettiva § 7.13(2) prosp. 7.16 (caso 4)
φ	1.00	[-] rapporto di solidità § 7.11(2) (cautelativo = 1.00)
Ψ_λ	1.00	[-] fattore effetti di estremità § 7.6(1) fig. 7.36 (caut. = 1.0)
C_f	0.90	[-] coefficiente di forza § 7.6(1) (7.9)
$f_w (Z_{max})$	808.7	[N/m ²] pressione specifica nominale TESTA PILA
$f_w (0)$	714.8	[N/m ²] pressione specifica nominale BASE PILA
Fw (zmax)	890	[N/m] Risultante TESTA PILA
Fw (0)	786	[N/m] Risultante BASE PILA

3.2.3.3 Azione variabili da traffico

3.2.3.3.1 Carichi mobili

Si seguono le disposizioni contenute in EN 1991-2 capp.4/5 / NTC2018 cap. 5.1.3.3.5.

Per le verifiche globali dell'impalcato, si considera lo Schema di Carico n.1 costituito da carichi concentrati su due assi in tandem (Q_{ik}), applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata di lato pari a 0.40m, e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}), come mostrato in figura.

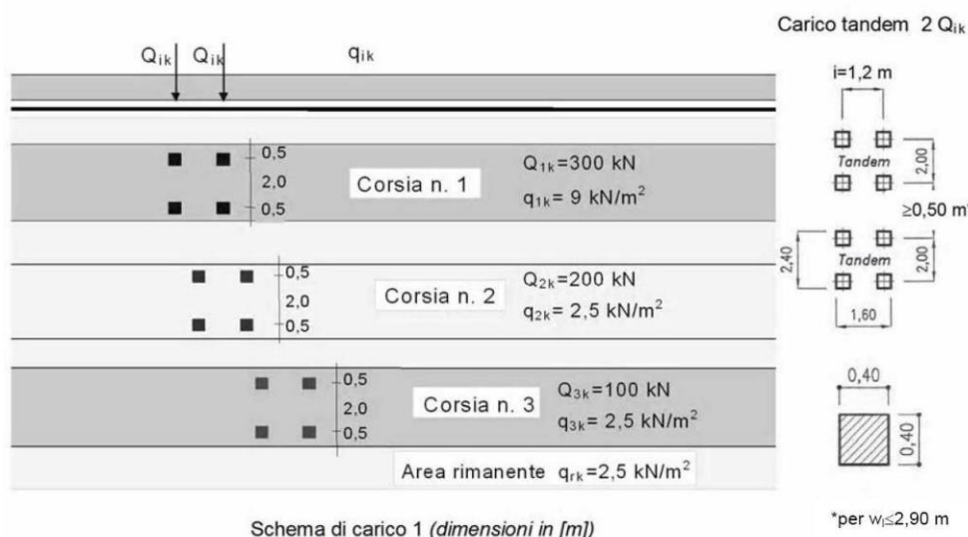


Figura 3-1. Schema di carico 1 (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

Le intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie vengono riassunti nella seguente tabella.

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Figura 3-2. Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie (Fig.5.1.2 delle NTC2018)

La posizione del carico concentrato, detto anche “TS” (Tandem System), e la segmentazione delle stese distribuite, dette anche “UDL” (Uniformly Distributed Load), è effettuata in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti con una specifica routine che procede all’esame delle superfici di influenza di interesse.

Lo studio delle superfici di influenza viene finalizzato all’ottenimento delle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima azione verticale su ciascun sostegno;
- massimo e minimo momento flettente e azione di taglio su tutte le sezioni di inizio e fine concio, sulle sezioni di attacco dei trasversi e sulle sezioni di mezzera campata e asse appoggi.

Le seguenti immagini riportano alcune disposizioni trasversali di carico adottate nel modello di calcolo.

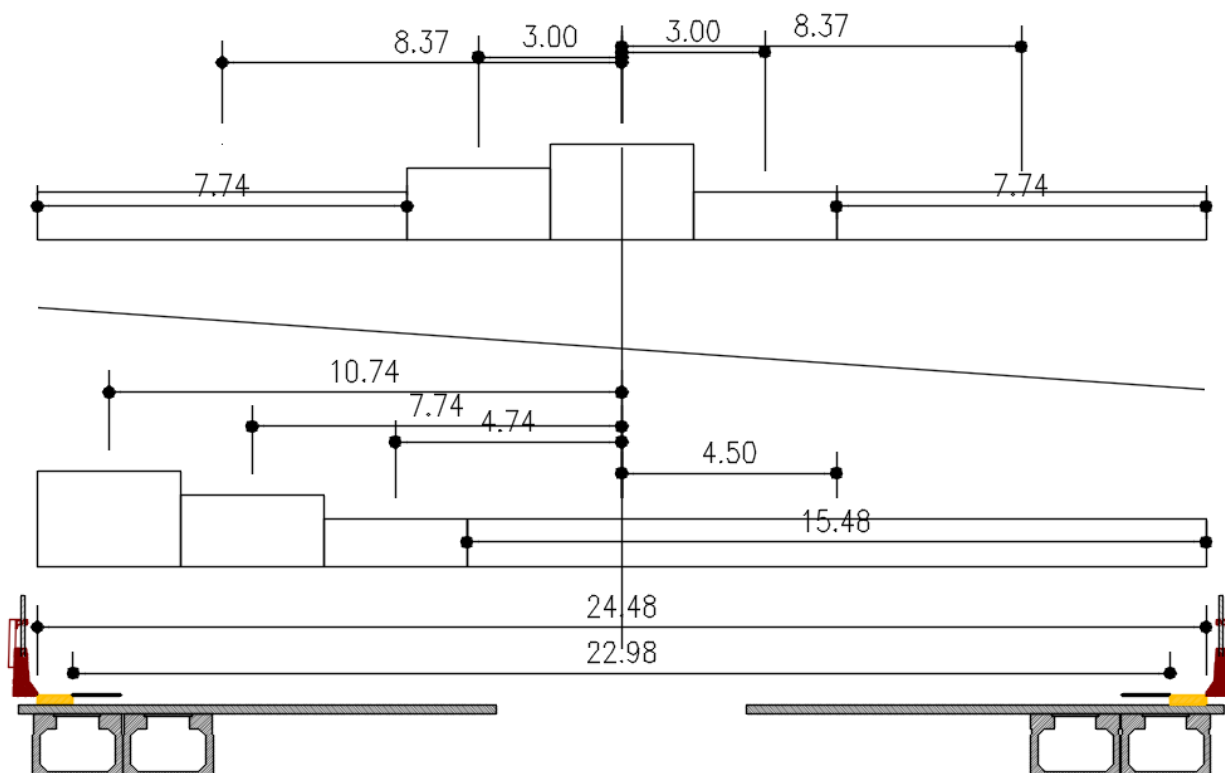


Figura 3-3. Disposizione carico tandem per massimo momento flettente e azione di taglio su impalcato esistente

3.2.3.3.2 Azioni di frenatura

Per il calcolo delle azioni di frenatura, si fa riferimento a EN1991-2 cap.4.4.1(1) / NTC2018 cap.5.1.3.5.

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad [5.1.4]$$

essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Si riporta di seguito la tabella riepilogativa per il calcolo di tale azione.

n travi [-]	L [m]	Az base [N]	Az base/trave [N]	Az base/m/trave [N/m]
13	72.34	555 318	42 717	590

L'azione di frenatura q_3 viene uniformemente ripartita sulle due travi direttamente interessate dalla corsia caricata dal carico Q_{1k} .

3.2.3.3.3 Gruppi di carico

Le azioni riconducibili ai carichi da traffico sono accorpate in gruppi di azioni sulla base di quanto riportato nella seguente tabella.

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

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

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

Figura 3-4. Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico (tab.5.1.IV delle NTC2018)

Nel caso in esame si fa riferimento unicamente ai seguenti gruppi di azioni:

- Gruppo di azioni 1: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore caratteristico;
- Gruppo di azioni 2a: si considera lo Schema di Carico 1 con il suo valore frequente (0.75 Q_{k,TS} + 0.4 Q_{k,UDL}) insieme alla frenatura in valore caratteristico.

3.2.3.4 Urto da traffico veicolare sotto ponti

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell’impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela (F_{d,x}) e ortogonale (F_{d,y}) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x}$$

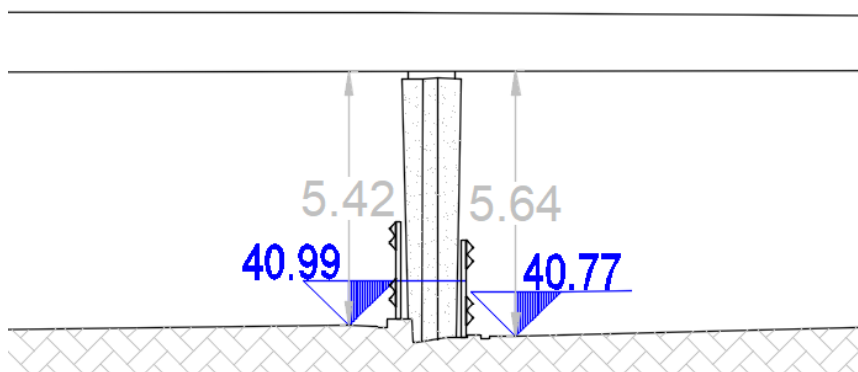
In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate nella seguente tabella.

Tabella 3-1 - Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{1,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

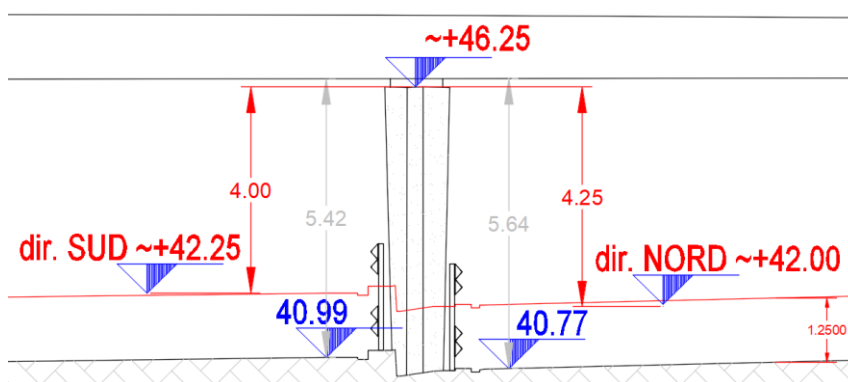
Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza).

Nel caso specifico del cv di viale Europa, si verifica quanto segue.



Quote pavimentato di progetto:

- Ciglio direzione Nord +40.77 m s.l.m.
- Ciglio direzione Sud +41.01 m s.l.m.



Sulla pila a setto, si considera solo l'urto trasversale (nelle due posizioni: lato Nord e lato Sud):

- F_{urto} 500 kN

3.2.3.5 Azione sismica

I parametri utilizzati per lo sviluppo dell'analisi sono riportati al cap.1.6 del presente elaborato.

Si riportano di seguito sinteticamente i parametri utilizzati e i principali output.

Calcolo effetti sisma (NTC 2018)				
	SLC	SLV	SLD	SLO
ag_g	0.265	0.211	0.089	0.072 [g]
ag_a	2.600	2.070	0.873	0.706 [m/s ²]
Fo	2.448	2.437	2.470	2.478 [-]
T*c	0.321	0.314	0.285	0.275 [sec]
Cat. suolo	D			
Ss	1.43	1.63	1.80	1.80 [-]
Cat. topografica	T1			

ξ_{base}	5.0	5.0	5.0	5.0 [%]
η_{base}	1.00	1.00	1.00	1.00 [-]

ξ_{isol}	16.0	16.0	16.0	16.0 [%]
η_{isol}	0.69	0.69	0.69	0.69 [-]
k_iso_sing_spall	1.680	1.680	1.680	1.680 [kN/mm]
n° isol_spalle	26	26.000	26.000	26.000 [-]
k_iso_sing_pile	2.400	2.400	2.400	2.400 [kN/mm]
n° isol_pile	13	13.000	13.000	13.000 [-]
k_iso_tot	74 880 000	74 880 000	74 880 000	74 880 000 [N/m]
M_impalcato	4 107 824	4 107 824	4 107 824	4 107 824 [kg]
T_iso	1.47	1.47	1.47	1.47 [s]
0.8 x T_iso	1.18	1.18	1.18	1.18 [s]

TB	0.236	0.233	0.222	0.219 [sec]	TB_v	0.050 [sec]
TC	0.708	0.700	0.667	0.656 [sec]	TC_v	0.150 [sec]
TD	2.660	2.444	1.956	1.888 [sec]	TD_v	1.000 [sec]

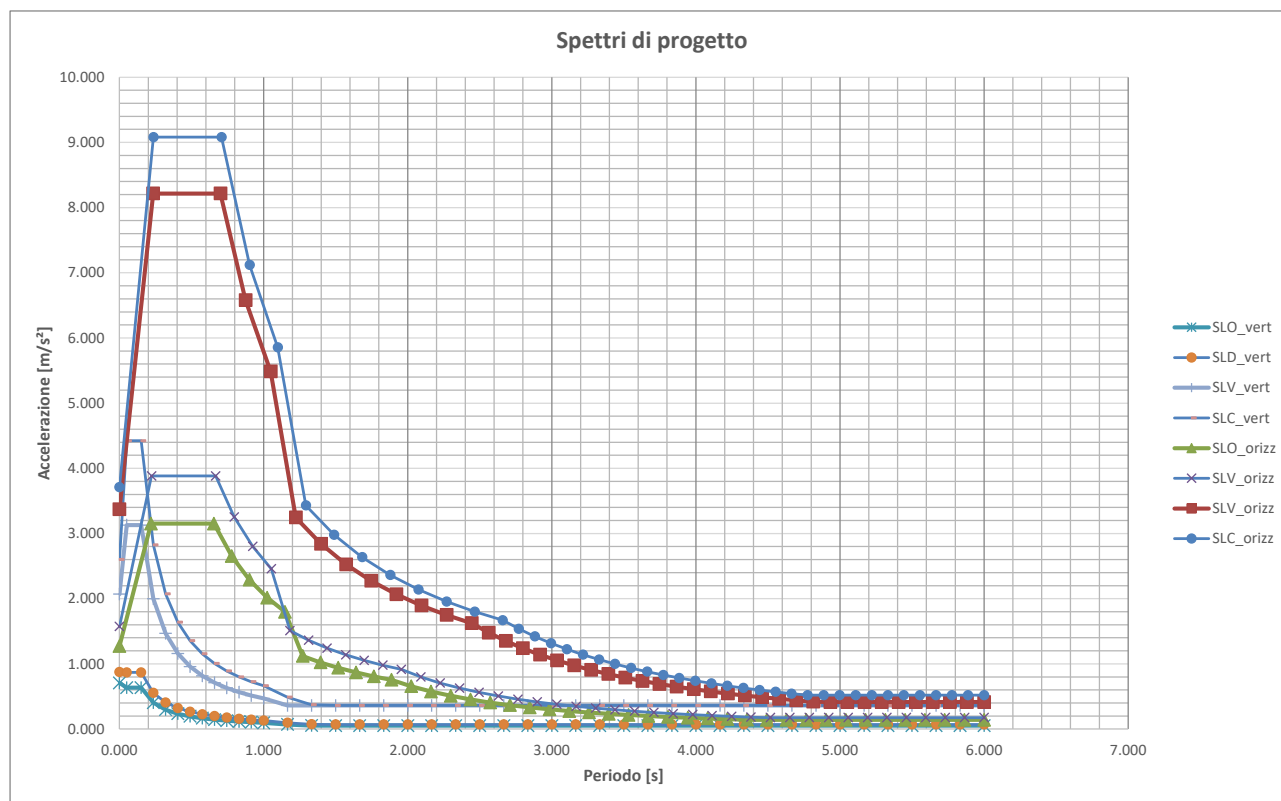


Tabella 3-2 - Controllo masse sismiche partecipanti

	n° [-]	peso [-]	L [m]	B [m]	H [m]	A [m²]	incremento [-]	Peso [kg]	peso,lin [kg/m]	peso,sup [kg/m²]	pp [kg/m³]	peso [kg]	
PP,impalcato												0	
Travi	13		72.34			0.78					2500	1 843 223	
Traversi spalle	2		22.85	0.50	1.50						2500	85 688	
Traverso pila			22.85	2.70	1.50						2500	231 356	
Soletta_c.a.			72.340	25.88	0.200						2500	936 080	
Coppella												0	3 096 347
Pavimentazione			72.340	21.58						300.00		468 329	
Cordolo_sx			72.340	1.45	0.19						2500	49 824	
Cordolo_cnt			72.340	1.40	0.55						2500	139 255	
Cordolo_dx			72.340	1.45	0.19						2500	49 824	
Barriera BP	2		72.340						900.00			130 212	
Rete/parapetto	2		72.340						230.00			33 276	
Veletta	2		72.340						0.00			0	870 720
TS1		0.20						60 000				12 000	
TS2		0.20						40 000				8 000	
TS3		0.20						20 000				4 000	
UDL_9.0		0.20	72.340	3.00						900.00		39 064	
UDL_2.5		0.20	72.340	21.48						250.00		77 693	
Folla		0.00	72.340									0	140 757
TOTALE IMPALCATO												4 107 824	
Pulvino												0	
Pila			6.17	22.74	1.10						2500	385 841	
Plinto	0		1.50	28.20	5.60						2500	0	
TOTALE PILE												385 841	
TOTALE STRUTTURA												4 493 665	
										totale	da LUSAS	4 354 860	-4 354 860

Tabella 3-3 - Output analidi modale

E I G E N V A L U E S

MODE	EIGENVALUE	FREQUENCY	ERROR NORM
1	18.6557	0.687426	0.106112E-05
2	18.8583	0.691149	0.235536E-05
3	797.788	4.49536	0.264342E-07
4	2307.70	7.64557	0.635403E-08
5	2375.41	7.75693	0.709554E-08
6	2563.82	8.05868	0.160029E-07
7	2685.05	8.24700	0.116659E-07
8	2793.42	8.41179	0.123684E-07
9	4049.71	10.1282	0.556742E-08
10	4093.41	10.1827	0.333053E-08
11	5673.84	11.9883	0.195206E-07
12	6195.38	12.5272	0.433854E-08
13	6231.33	12.5635	0.513292E-08
14	8499.02	14.6725	0.161987E-08
15	9121.43	15.2003	0.334286E-08
16	9158.25	15.2309	0.192237E-08
17	12722.5	17.9517	0.393118E-08
18	12772.0	17.9866	0.107027E-08
19	15262.6	19.6623	0.282672E-08
20	16924.4	20.7051	0.345790E-06
21	16975.8	20.7365	0.100234E-05
22	20732.6	22.9164	0.149247E-05
23	20882.4	22.9991	0.164997E-07
24	21561.3	23.3699	0.649640E-08
25	21621.9	23.4027	0.102786E-07

P A R T I C I P A T I O N F A C T O R S I N G L O B A L D I R E C T I O N S

MODE	X DIRECTION			Y DIRECTION			Z DIRECTION		
	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.	P. FACTOR	MASS P.F.	SUM M.P.F.
1	1983.	0.9033	0.9033	-193.1	0.8566E-02	0.8566E-02	-0.4528E-02	0.4709E-11	0.4709E-11
2	193.0	0.8554E-02	0.9119	1981.	0.9010	0.9096	-0.4417E-03	0.4480E-13	0.4754E-11
3	0.6446E-03	0.9542E-13	0.9119	-0.2747E-01	0.1733E-09	0.9096	0.1982	0.9020E-08	0.9025E-08
4	0.3146	0.2273E-07	0.9119	-0.4356E-02	0.4358E-11	0.9096	1647.	0.6226	0.6226
5	-1.595	0.5840E-06	0.9119	0.2283E-01	0.1197E-09	0.9096	319.9	0.2350E-01	0.6461
6	-0.1025E-02	0.2415E-12	0.9119	0.4616E-03	0.4893E-13	0.9096	0.9512E-01	0.2077E-08	0.6461
7	-5.770	0.7644E-05	0.9119	2.407	0.1331E-05	0.9096	0.4825	0.5345E-07	0.6461
8	0.7105	0.1159E-06	0.9119	-0.2958	0.2010E-07	0.9096	4.156	0.3965E-05	0.6461
9	0.2919E-01	0.1956E-09	0.9119	0.1108E-02	0.2821E-12	0.9096	23.77	0.1298E-03	0.6462
10	-0.7960E-01	0.1455E-08	0.9119	-0.2965E-02	0.2019E-11	0.9096	8.751	0.1759E-04	0.6462
11	-0.4801	0.5294E-07	0.9119	-2.928	0.1968E-05	0.9096	0.8511E-04	0.1664E-14	0.6462
12	14.09	0.4560E-04	0.9120	-1.544	0.5471E-06	0.9096	-0.6524E-01	0.9773E-09	0.6462
13	8.946	0.1838E-04	0.9120	-0.9714	0.2167E-06	0.9096	0.1035	0.2459E-08	0.6462
14	-501.9	0.5784E-01	0.9698	34.81	0.2782E-03	0.9098	-0.2185E-02	0.1096E-11	0.6462
15	0.2184	0.1095E-07	0.9698	-0.2772E-01	0.1765E-09	0.9098	0.8022	0.1478E-06	0.6462
16	-0.1995	0.9139E-08	0.9698	0.2594E-01	0.1545E-09	0.9098	0.8425	0.1630E-06	0.6462
17	4.692	0.5055E-05	0.9698	-0.1120	0.2883E-08	0.9098	-0.4836	0.5370E-07	0.6462
18	-8.587	0.1693E-04	0.9698	0.2011	0.9285E-08	0.9098	-0.2588	0.1538E-07	0.6462
19	0.1508E-02	0.5221E-12	0.9698	0.9023E-02	0.1870E-10	0.9098	-0.2693	0.1665E-07	0.6462
20	-0.9026E-02	0.1871E-10	0.9698	-0.5203E-01	0.6217E-09	0.9098	2.687	0.1658E-05	0.6462
21	-0.5192E-02	0.6189E-11	0.9698	-0.3195E-01	0.2345E-09	0.9098	-4.425	0.4496E-05	0.6462
22	-2.305	0.1220E-05	0.9698	-9.598	0.2115E-04	0.9099	0.1452	0.4842E-08	0.6462
23	-0.1920E-01	0.8469E-10	0.9698	0.4847E-02	0.5395E-11	0.9099	300.0	0.2067E-01	0.6669
24	1.363	0.4269E-06	0.9698	-0.3767	0.3258E-07	0.9099	7.315	0.1229E-04	0.6669
25	2.666	0.1632E-05	0.9698	-0.6973	0.1116E-06	0.9099	-2.959	0.2010E-05	0.6669

TOTAL MASS ACTING IN X DIRECTION = 0.435486E+07 KG
 TOTAL MASS ACTING IN Y DIRECTION = 0.435486E+07 KG
 TOTAL MASS ACTING IN Z DIRECTION = 0.435486E+07 KG

Scale: 1: 265.918
 Zoom: 79.7194
 Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
 Eigenvale analysis
 Analysis: B_Modale
 Loadcase: 306 Loadcase 5, Eigenvalue 1
 Results file: CV viale Europa(13)-B_Modale.mys
 Eigenvalue: 18.6557
 Natural frequency: 0.687426
 Error norm: 1.06112E-6
 Maximum displacement 0.502497E-3 at node 268
 Deformation exaggeration: 3.15198E3

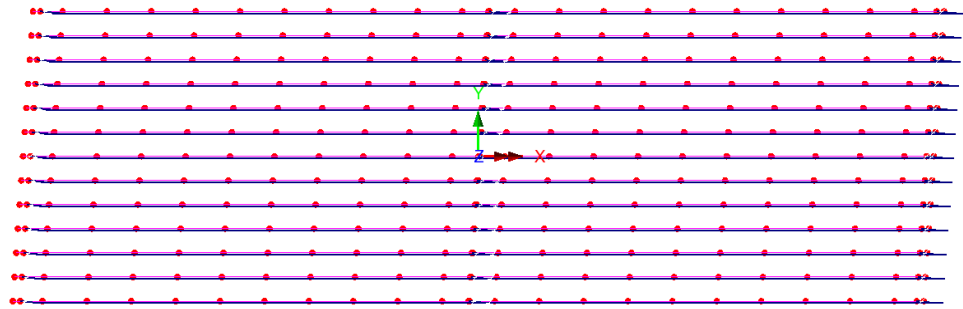


Figura 3-5 - Deformata modo 1 - Principale per direzione orizzontale longitudinale

Scale: 1: 265.918
 Zoom: 79.7194
 Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
 Eigenvale analysis
 Analysis: B_Modale
 Loadcase: 306 Loadcase 5, Eigenvalue 2
 Results file: CV viale Europa(13)-B_Modale.mys
 Eigenvalue: 18.8563
 Natural frequency: 0.691149
 Error norm: 2.35539E-6
 Maximum displacement 0.503202E-3 at node 177
 Deformation exaggeration: 3.14757E3

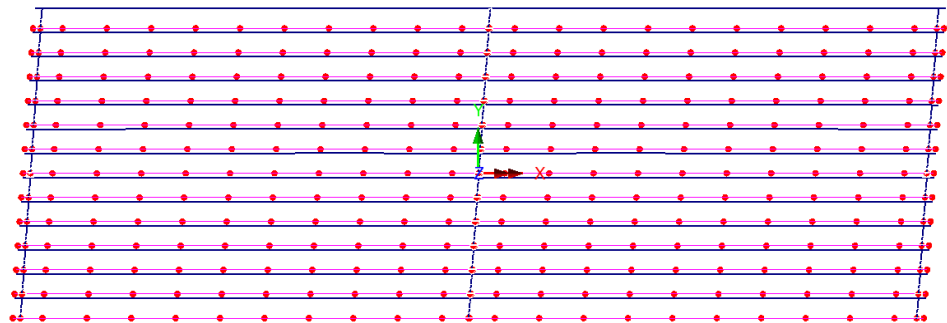


Figura 3-6 - Deformata modo 2 - Principale per direzione orizzontale trasversale

Scale: 1: 265.918
 Zoom: 79.7194
 Eye: (-0.376168, -0.914003, 0.151975)
 Eigenvale analysis
 Analysis: B_Modale
 Loadcase: 306 Loadcase 5, Eigenvalue 4
 Results file: CV viale Europa(13)-B_Modale.mys
 Eigenvalue: 2.3077E3
 Natural frequency: 7.64557
 Error norm: 6.35403E-9
 Maximum displacement 0.942934E-3 at node 2739
 Deformation exaggeration: 1.67972E3

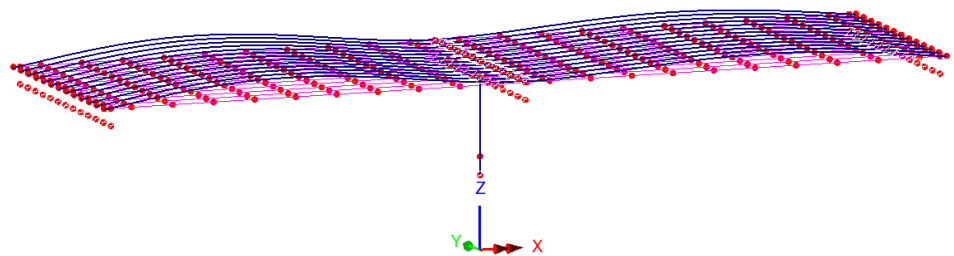


Figura 3-7 - Deformata modo 4 - Principale per direzione verticale

3.3 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

3.3.1 Carichi permanenti strutturali

Il peso degli elementi strutturali è conteggiato in riferimento al peso specifico del calcestruzzo ($\gamma_c = 25\text{kN/m}^3$).

3.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considera come carico permanente non strutturale il peso proprio del terreno di zavorra disposto sulla retrozattera ($\gamma_c = 20\text{kN/m}^3$).

3.3.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno di rilevato agente a tergo delle spalle è valutata tramite:

- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$

Come meglio descritto nella relazione geotecnica, le verifiche di sicurezza della fondazione, strutturali e geotecniche, sono condotte mediante l'Approccio 2 di cui al punto 6.2.4 delle NTC2018. Tale approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (A1+M1+R3) da adottare per azioni (A1), parametri geotecnici del terreno (M1) e fattori di sicurezza (R3). Nel prosieguo del presente elaborato, il valore dell'angolo d'attrito ϕ' è da intendersi, dunque, come caratteristico.

3.3.4 Sovraccarico accidentale

Si considera un sovraccarico accidentale agente a tergo delle spalle pari a:

$$q = 20\text{kN/m}^2$$

Il sovraccarico spingente a tergo delle spalle è valutato tramite:

- coefficiente di spinta attiva: $k_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$

Il sovraccarico accidentale utilizzato per la verifica del paraghiaia è desunto dai capp.C5.1.3.3.5.1 e C5.1.3.3.5.2 della Circolare Esplicativa alle NTC2018.

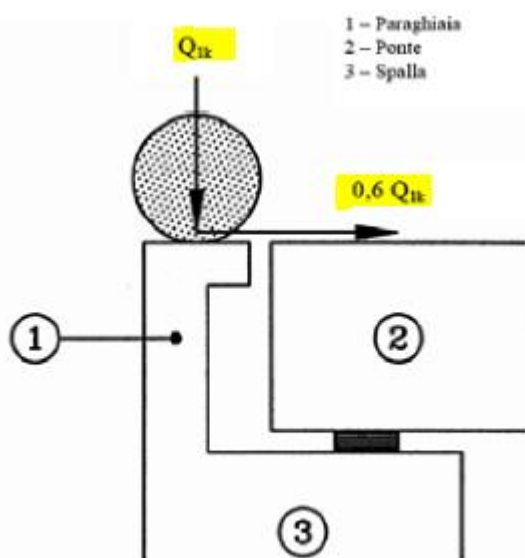


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

B,diffusione = $2 \times 1.95 \text{ m (h,paraghiaia)}$ = 3.90 m

V,SLU = 180 kN / 3.90 m =	46.15 kN/m
M,SLU = 1.95 m x 180 kN / 3.90 m =	90.00 kNm/m
N,SLU = 300 kN / 3.90 m =	76.92 kN/m

3.3.5 Reazione del tirante

In base alla teoria riportata al paragrafo § 2.5, si riportano di seguito le azioni agenti alla quota media di 5.25 m dall'intradosso fondazione:

SLE	60 kN/m
SLU	140 kN/m
SIS	580 kN/m

3.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (cap.2.5.3 delle NTC2018).

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto:

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

3.5 COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA E COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

I coefficienti parziali di sicurezza γ_G e γ_Q sono dati nelle tabelle 2.6.I e 5.1.V delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qt}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 3-8. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tab.2.6.I delle NTC2018)

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 3-9. Coefficienti parziali di sicurezza per le combinaizoni di carico agli SLU (Tab.5.1.V delle NTC2018)

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 5.1.VI delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 3-10. Valori dei coefficienti di combinazione (Tab.2.5.I delle NTC2018)

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

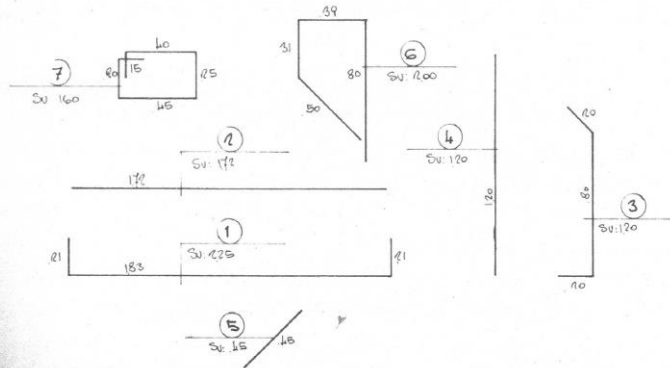
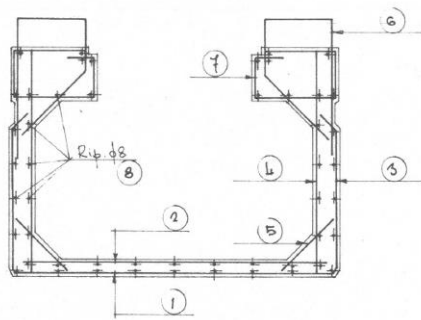
Figura 3-11. Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali (Tab.5.1.VI delle NTC2018)

4 VERIFICHE STRUTTURALI

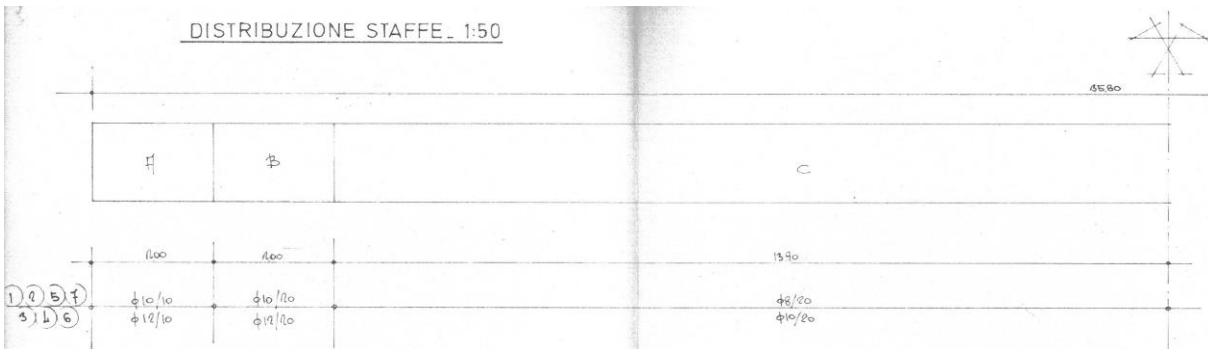
4.1 TRAVI

4.1.1 Sezione resistente

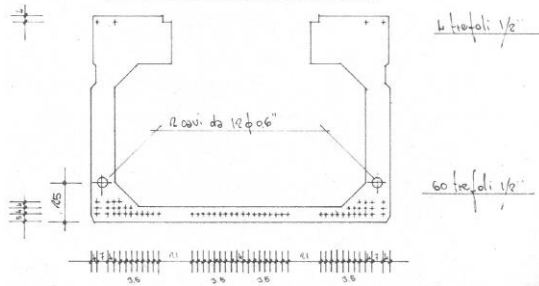
TIPOLOGIA STAFFE_1:20



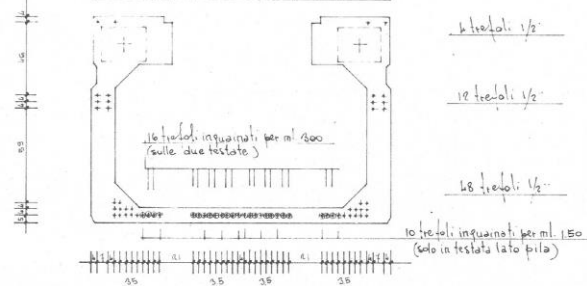
DISTRIBUZIONE STAFFE_1:50



SEZ. IN MEZZARIA_1:20



SEZ. ALL' ESTREMITA' _1:20



- Asw staffe Ø12/10 (4 bracci) = 452 mm² / 10 cm
- Asw equivalente staffe Ø17/10 (2 bracci) = ~450 mm² / 10 cm
- Calcestruzzo C45/55
- Acciaio lento FeB44k
- Trefolo f_{yd} = ~ 1 500 MPa

4.1.2 Sollecitazioni agenti

			Element	Node	X	Y	Z	Fx	Fz	My
			[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[N]	[N]	[Nm]
SLU STR	Fx	MAX	2856	2566	0.764	9.500	15.000	176 673	-1 932 620	2 873 280
SLU STR	Fx	min	1666	1491	0.100	0.000	15.000	-340 993	-1 389 060	4 090 160
SLU STR	Fz	MAX	3091	2780	0.797	11.400	15.000	-66 740	2 776 360	5 161 660
SLU STR	Fz	min	3094	2781	0.897	11.400	15.000	-120 579	-2 847 990	5 264 760
SLU STR	My	MAX	3094	2781	0.897	11.400	15.000	-126 694	-2 668 660	6 166 030
SLU STR	My	min	3054	2743	-17.916	11.400	15.000	76 354	-86 902	-18 358 800
SISMA SLV	Fx	MAX	3091	2779	0.275	11.400	15.000	2 746 500	974 972	1 911 730
SISMA SLV	Fx	min	3091	2779	0.275	11.400	15.000	-2 818 320	952 143	968 128
SISMA SLV	Fz	MAX	3091	2780	0.797	11.400	15.000	1 032 220	1 292 720	3 495 790
SISMA SLV	Fz	min	3094	2781	0.897	11.400	15.000	-884 918	-1 328 430	1 009 720
SISMA SLV	My	MAX	3091	2780	0.797	11.400	15.000	1 034 370	1 149 950	3 620 620
SISMA SLV	My	min	3053	2742	-18.420	11.400	15.000	-972 328	-65 714	-8 172 910

4.1.3 Pressoflessione SLU

4.1.3.1 Sezione originale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travi_Mpos_FC120

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

TITOLO :

N° Vertici 38 Zoom N° barre 66 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	94	61
2	0	61
3	0	41
4	48	41
5	48	37
6	43	37

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.5	-65.4	-85.8
2	0.5	-43.6	-85.8
3	0.5	-21.9	-85.8
4	0.5	-0.1	-85.8
5	0.5	21.7	-85.8
6	0.5	43.5	-85.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -76.354 0 kN
 M_{xEd} 18358.8 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Cavo elastico

M_{xRd} 15 525 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 326.1 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 5.653 ‰
 d 146.8 cm
 x 56.14 x/d 0.3824 δ 0.918

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

Armatura Precompressione N° cavi 66 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	1.27	-90	-84.2	0
2	1.27	-83	-84.2	0
3	1.27	-79	-84.2	0
4	1.27	-75.5	-84.2	0
5	1.27	-72	-84.2	0
6	1.27	-68.5	-84.2	0

Tipo cavo Tref

ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1 420 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 6.762 ‰
 σ_{s,adm} 3000 N/mm²

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

σ_{sp} 1 166 N/mm²
 ε_{sp} 5.553 ‰ compressa prefef.

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travi_Mpos_FC120

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

TITOLO :

N° Vertici 38 Zoom N° barre 66 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	94	61
2	0	61
3	0	41
4	48	41
5	48	37
6	43	37

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.5	-65.4	-85.8
2	0.5	-43.6	-85.8
3	0.5	-21.9	-85.8
4	0.5	-0.1	-85.8
5	0.5	21.7	-85.8
6	0.5	43.5	-85.8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -76.354 0 kN
 M_{xEd} 18358.8 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Cavo elastico

M_{xRd} 17 662 kN m

σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 294 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 1.4 ‰
 d 146.8 cm
 x 104.9 x/d 0.7143 δ 1

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

Armatura Precompressione N° cavi 66 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
36	1.27	72	-84.2	1132
37	1.27	75.5	-84.2	1132
38	1.27	79	-84.2	1132
39	1.27	83	-84.2	1132
40	1.27	90	-84.2	1132
41	1.27	-90	-80.2	1132

Tipo cavo Tref

ε_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1 420 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ε_{syd} 6.762 ‰
 σ_{s,adm} 3000 N/mm²

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

σ_{sp} 1 415 N/mm²
 ε_{sp} 6.737 ‰ compressa prefef.

Precompresso

4.1.3.2 Sezione rinforzata

Verifica supporto preesistente

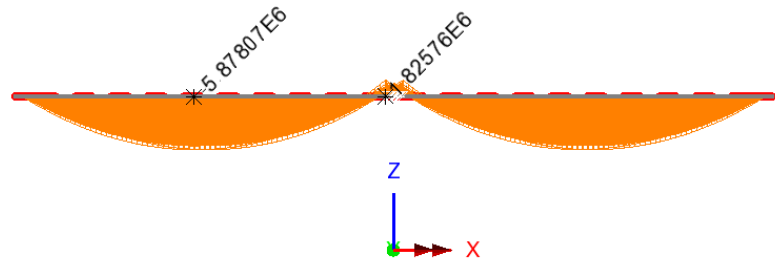
(cfr. CNR-DT 200 R1/2013)

4.2.2.2 Stato della struttura all'atto del rinforzo

(1)P Poiché il rinforzo di FRP viene di solito applicato su una struttura già sollecitata, si deve tenere conto dello stato di deformazione della struttura all'atto del rinforzo.

(2) Se il momento flettente preesistente all'applicazione del rinforzo applicato, M_0 , è inferiore a quello di fessurazione lo stato deformativo iniziale può essere trascurato.

Scale: 1: 263.977
 Zoom: 50.6631
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)
 Linear/dynamic analysis
 PP+Perm
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Diagram component: My (Units: N.m)
 Diagram maximum 1.82576E6 at Gauss point 11 of element 235
 Diagram minimum -5.87807E6 at Gauss point 11 of element 198
 Diagram scale: 1: 1.70124E-6
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
 Peak/value component: My (Units: N.m)
 Peak range(%): 0.0
 Peak/value maximum 1.82576E6 at node 200
 Peak/value minimum -5.87807E6 at node 163



$M_{pp+perm} \times 1.35 = 5\,878 \text{ kNm} \times 1.35 = \dots\dots\dots 7\,935.3 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: Travi_Mpos_FC120

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

Titolo: []

N° Vertici: 38 Zoom N° barre: 66 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	94	61
2	0	61
3	0	41
4	48	41
5	48	37
6	43	37

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.5	-65.4	-85.8
2	0.5	-43.6	-85.8
3	0.5	-21.9	-85.8
4	0.5	-0.1	-85.8
5	0.5	21.7	-85.8
6	0.5	43.5	-85.8

Armatura Precompressione

N° cavi: 66 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{sc} [MPa]
36	1.27	72	-84.2	1132
37	1.27	75.5	-84.2	1132
38	1.27	79	-84.2	1132
39	1.27	83	-84.2	1132
40	1.27	90	-84.2	1132
41	1.27	-90	-80.2	1132

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -76.354 0 kN
 M_{xEd} 18358.8 7935.3 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: FeB38k C35/45

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 326.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 210 000 N/mm² f_{cd} 19.83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.553 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 215 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

σ_c -13.65 N/mm²
 ϵ_s -0.5984 ‰

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Tipo cavo: Tref

E_{su} 67.5 ‰
 f_{yd} 1 420 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 6.762 ‰
 $\sigma_{s,adm}$ 3000 N/mm²

σ_{sp} 1 077 N/mm²
 ϵ_{sp} 5.13 ‰ compressa predef.

Sezione interamente compressa per momento preesistente (SLU).

Progetto fibre

Calcolo di massima per determinazione quantità di fibre necessaria.

Attribuzione dello sforzo aggiuntivo di trazione (accidentali) alle sole fibre.

Predisposizione fibre di carbonio ad intradosso.

M,max_SLU	18 358	kNm
M,max_Rd	17 662	kNm
M,PP+Perm	5 878	kNm
M,accid_SLU = M,SLU – 1.35 ¹ x M,PP+Perm =	10 423	kNm
d = 1.30 m + 0.20 m (fibre ad intradosso travi) =	1.50	m
N,fibre = M,accid_SLU / (0.9 x d) =	7 721	kN

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E FISICHE		
Proprietà	Metodo di prova normativa di riferimento	Valore
Tipo di fibra	carbonio ad alta resistenza	
Tipo di matrice	resina epossidica	
Spessore lamina (mm)	micrometro 0-25 mm	1,40
Larghezza (mm)	calibro 0-150 mm	50 / 100 / 150
Sezione resistente (mm ²)	–	70 / 140 / 210

PROPRIETÀ MECCANICHE CARBOPLATE SYSTEM IN ACCORDO A CVT N° 206/2019				
Classe di appartenenza secondo LG di cui al DPCS LL.PP. n. 220 del 9.7.2015		C150/2300	C190/1800	C200/1800
Modulo elastico del laminato riferita all'area netta fibre (GPa)	Valore tabellare	150	190	200
Resistenza del laminato riferita all'area netta fibre (MPa)	Valore tabellare	2.300	1.800	1.800
Proprietà	Metodo di prova normativa di riferimento	CARBOPLATE E170 SYSTEM	CARBOPLATE E200 SYSTEM	CARBOPLATE E250 SYSTEM
Modulo elastico normale a trazione valore medio E _f (GPa)	UNI EN 13706-1-2-3	160	190	250
Resistenza a trazione valore medio f _{fb} (MPa)		2.900	3.300	2.500
Resistenza a trazione valore caratteristico f _{fb,k} (MPa)		2.700	3.100	2.400
Deformazione a rottura a trazione valore medio ε _{fb} (%)		1,8	1,8	1,00
Deformazione a rottura valore caratteristico ε _{fb,k} (%)		1,6	1,6	0,95

B,fibre	(disponibile) 1 800	mm
Sp,fibre	1.4	mm
E,fibre	~200 000	MPa
A = 1.4 mm x 1 800 mm =	2 520	mm ²
eps,fibre = 7 721 000 N / (200 000 MPa x 2 520 mm ²) =	1.53	%
sig,fibre = 7 721 000 N / 200 000 MPa =	38.60	MPa

¹ Coefficiente per avere M,SLU_max.

4.1.4 Taglio SLU

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO -	Classe: C35/45		
	Resis. compr. di calcolo fcd :	198.30 daN/cm ²	
	Resis. compr. ridotta fcd' :	99.15 daN/cm ²	
	Def.unit. max resistenza ec2 :	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz. :	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec :	340771 daN/cm ²	
	Coeff. di Poisson :	0.20	
	Resis. media a trazione fctm :	32.10 daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo: FeB38k		
	Resist. caratt. snervam. fyk :	3800.0 daN/cm ²	
	Resist. caratt. rottura ftk :	3800.0 daN/cm ²	
	Resist. snerv. di calcolo fyd :	3304.0 daN/cm ²	
	Resist. ultima di calcolo ftd :	3304.0 daN/cm ²	
	Deform. ultima di calcolo Epu :	0.010	
	Modulo Elastico Ef :	2100000 daN/cm ²	
	Diagramma tensione-deformaz. :	Bilineare finito	

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	17 mm	
Passo staffe:	10.0 cm	[Passo massimo di normativa = 33.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Vsdu	Taglio agente [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso									
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe									
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.									
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro. E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.									
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato									
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm ² /m]									
A_Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm ² /m] (Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio)									

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Teta	Acw	Afst	A_Eff
1	S	284799	446718	557401	146.0	77.4	21.80°	1.000	23.2	45.4(0.0)

4.2 ISOLATORI

Si riportano le sollecitazioni e le escursioni agenti sugli isolatori delle spalle e della pila.
 Contestualmente a quelli della spalla sono riportate l'escursioni per i giunti.

4.2.1 Isolatori spalle

Caratteristiche dispositivi												
Tipologia			kh	ξ								
[-]			[kN/mm]	[%]								
Isolatore elastomerico ad alta dissipazione HDRB/H			1.68	16%								
PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI - FASE STATICA												
SLU-STR			SLE Rara			SLE Frequente			SLE Quasi Permanente			
MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
55	4 070	650	40	3 015	650	30	2 340	700	15	1 155	700	
PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI - FASE SISMICA												
Sismica S.L.C.			Sismica S.L.V.			Sismica S.L.D.						
MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz				
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
330	1 775	450	295	1 560	650	145	1 540	700				
DEFORMAZIONI DI PROGETTO DISPOSITIVI ELASTOMERICI (mm)												
SLU-STR	SLE Rara	SLE Freq.	SLE QP	Sismica S.L.C.	Sismica S.L.V.	Sismica S.L.D.						
dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]						
±35	±25	±20	±10	±195	±175	±85						
ESCURSIONE COMPELSSIVA GIUNTI												
SLE Rara			Sismica S.L.D.									
tot long	tot trasv	tot long	tot trasv									
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]									
±25	±5	±80	±70									
VARCO GIUNTI												
Sismica S.L.C.												
[mm]												
±185												

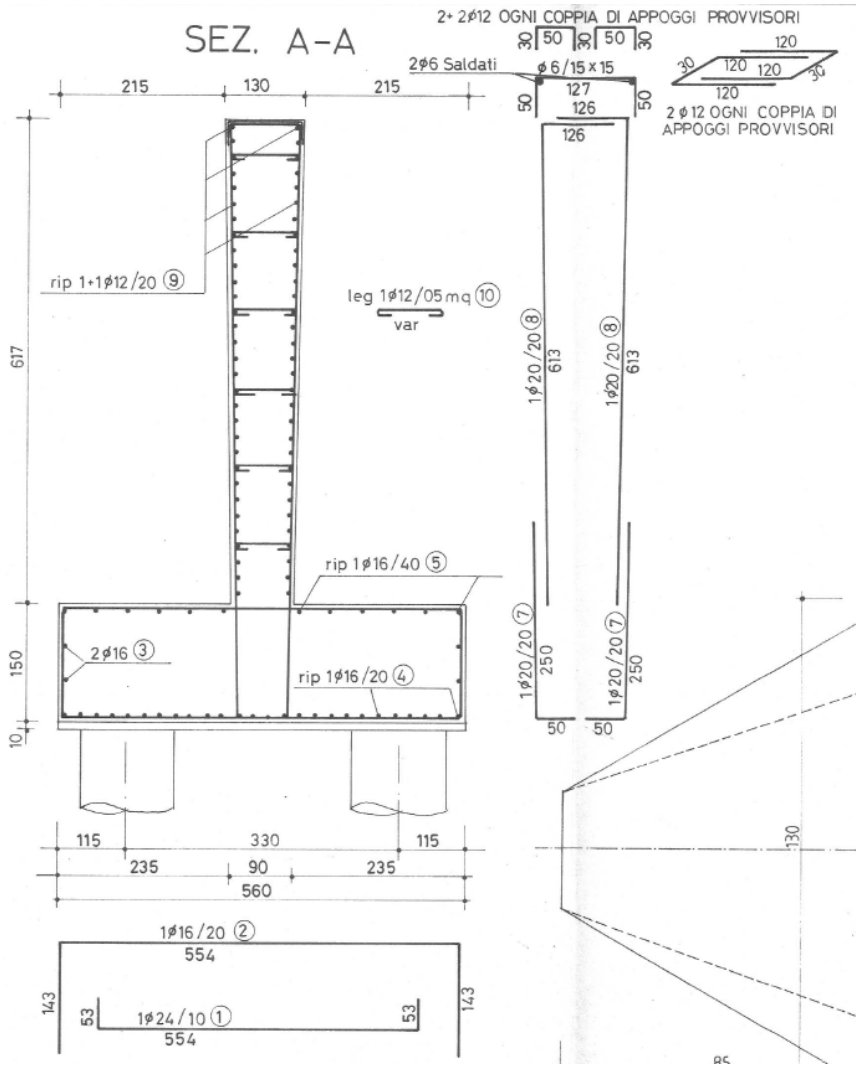
4.2.2 Isolatori pila

Caratteristiche dispositivi												
Tipologia			kh	ξ								
[-]			[kN/mm]	[%]								
Isolatore elastomerico ad alta dissipazione HDRB/H			2.40	16%								
PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI - FASE STATICA												
SLU-STR			SLE Rara			SLE Frequente			SLE Quasi Permanente			
MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
55	4 910	1 500	45	3 640	1 550	25	3 000	1 550	15	1 695	1 600	
PORTATE APPARECCHIATURE APPOGGI - FASE SISMICA												
Sismica S.L.C.			Sismica S.L.V.			Sismica S.L.D.						
MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz	MAX Fh	MAX Fz	min Fz				
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
450	2 630	1 000	405	2 130	1 550	190	2 090	1 550				
DEFORMAZIONI DI PROGETTO DISPOSITIVI ELASTOMERICI (mm)												
SLU-STR	SLE Rara	SLE Freq.	SLE QP	Sismica S.L.C.	Sismica S.L.V.	Sismica S.L.D.						
dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]	dh,MAX [mm]						
±25	±20	±10	±5	±190	±170	±80						

4.3 PILA

4.3.1 Paramento

4.3.1.1 Sezione resistente



B 22.74 m → 1.00 m
 H (base) 0.90 m
 H (rinforzo) = 0.90 m + 2 x 0.05 m = 1.00 m
 Cls equivalente C22/30

As,long 1+1Ø20/20
 Asw 1Ø12/0.5 m² = 1Ø12/100/50
 Acciaio equivalente FeB44k
 As,long (rinforzo) 1+1Ø26/20
 Acciaio B450C

4.3.1.2 Sollecitazioni agenti

			Element	Node	X	Y	Z	Fx	Fz	My	Fx	Fz	My
			[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[N]	[N]	[Nm]	[N/m]	[N/m]	[Nm/m]
SLU STR	Fx	MAX	16	58	0.000	0.000	13.600	-21 276 600	-161 247	-15 165	-935 646	-7 091	-667
SLU STR	Fx	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-67 715 700	-412 757	2 476 050	-2 977 823	-18 151	108 885
SLU STR	Fz	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-27 155 100	182 803	736 388	-1 194 156	8 039	32 383
SLU STR	Fz	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-56 216 500	-705 425	2 359 320	-2 472 142	-31 021	103 752
SLU STR	My	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-54 504 400	-651 204	5 500 740	-2 396 851	-28 637	241 897
SLU STR	My	min	16	58	0.000	0.000	13.600	-54 260 100	-474 828	-3 252 620	-2 386 108	-20 881	-143 035
SISMA SLV	Fx	MAX	16	58	0.000	0.000	13.600	-20 688 500	1 306 340	1 196 270	-909 785	57 447	52 606
SISMA SLV	Fx	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-30 806 500	-1 703 050	-6 882 440	-1 354 727	-74 892	-302 658
SISMA SLV	Fz	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 327 100	4 630 280	25 965 400	-1 113 769	203 618	1 141 838
SISMA SLV	Fz	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-28 683 400	-4 964 170	-23 937 000	-1 261 363	-218 301	-1 052 639
SISMA SLV	My	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-28 338 300	4 516 470	26 611 800	-1 246 187	198 613	1 170 264
SISMA SLV	My	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 708 800	-4 850 370	-24 582 500	-1 130 554	-213 297	-1 081 025
ECC_Urto	Fx	MAX	16	58	0.000	0.000	13.600	-21 283 800	-153 363	-59 872	-935 963	-6 744	-2 633
ECC_Urto	Fx	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 216 900	343 122	41 814	-1 108 923	15 089	1 839
ECC_Urto	Fz	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 216 900	343 122	41 814	-1 108 923	15 089	1 839
ECC_Urto	Fz	min	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 216 900	-653 363	1 971 380	-1 108 923	-28 732	86 692
ECC_Urto	My	MAX	5	5	0.000	0.000	7.430	-25 216 900	-653 363	1 971 380	-1 108 923	-28 732	86 692
ECC_Urto	My	min	16	58	0.000	0.000	13.600	-21 283 800	-153 363	-59 872	-935 963	-6 744	-2 633

4.3.1.3 Pressoflessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pila_isol_molli_FC120

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	7
2	0	93
3	26.55	5
4	26.55	95

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

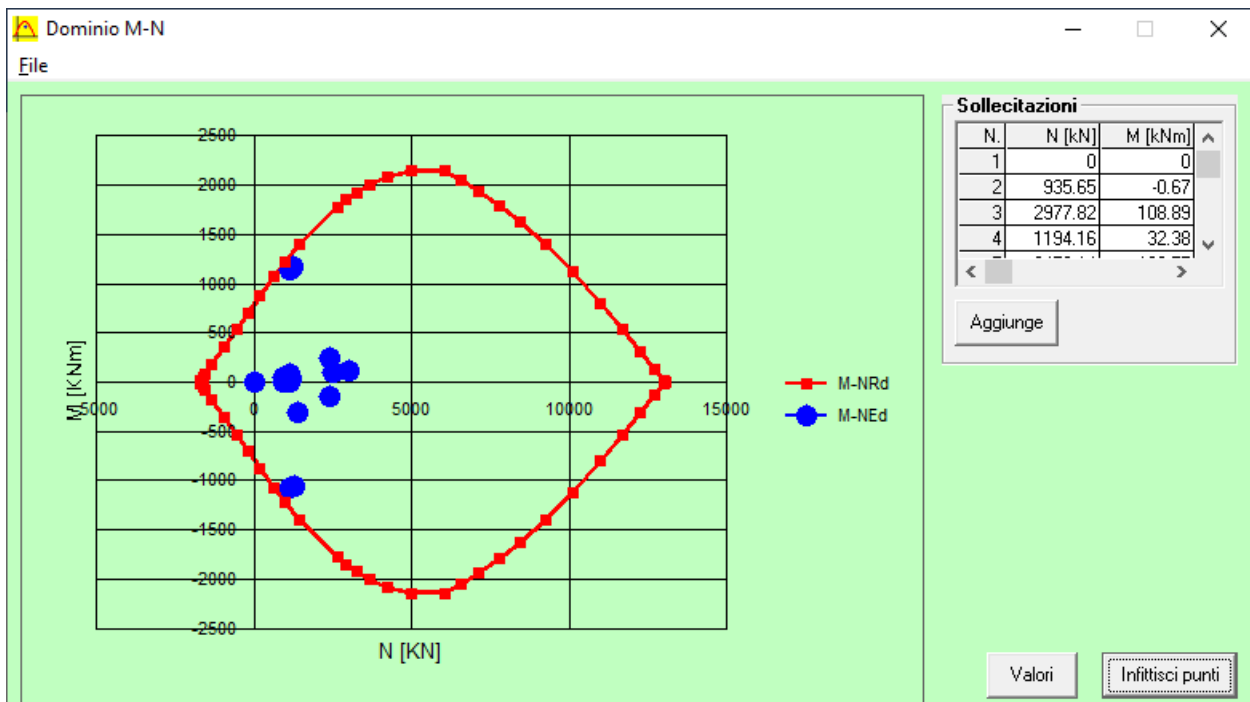
L₀ cm

Precompresso

Materiali
 FeB38k C20/25

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

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

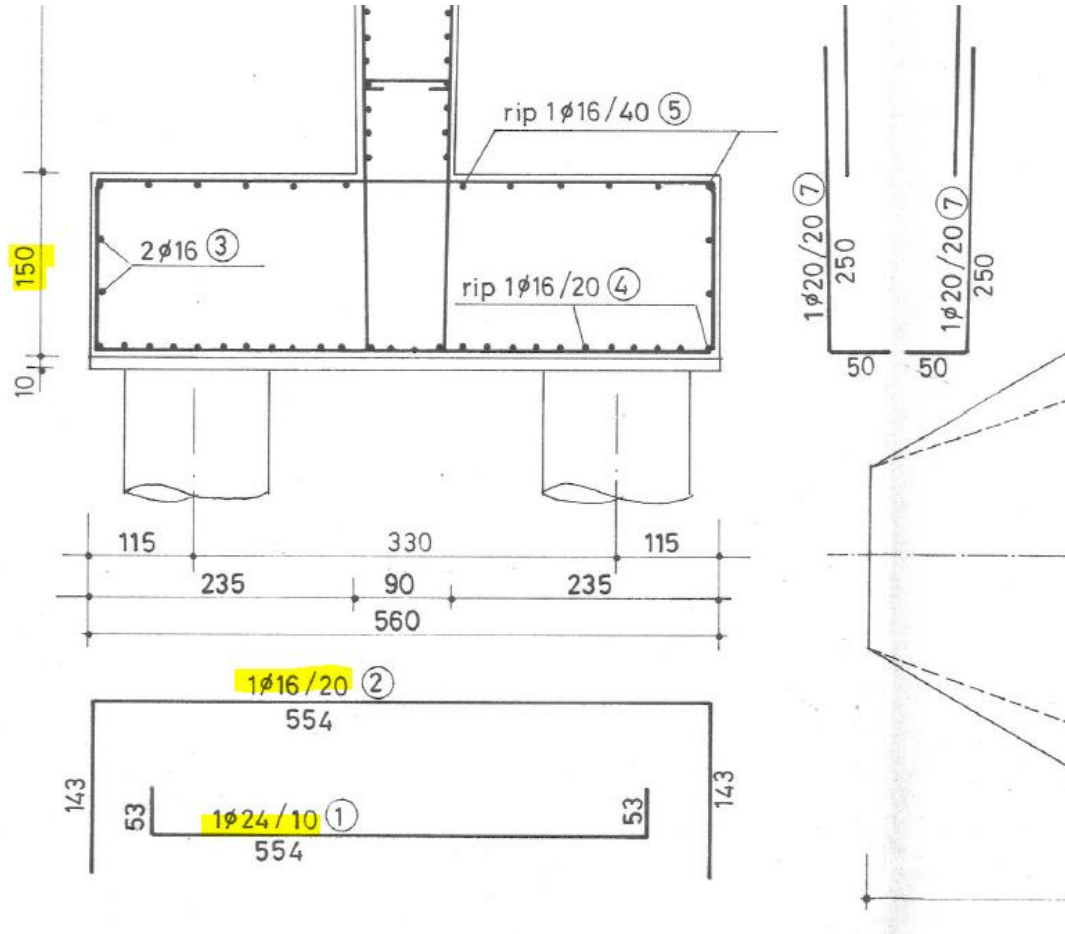


4.3.1.4 Taglio SLU

B	1000.0	mm		fck	20.0	N/mm ²
H	1000.0	mm		γc	1.50	-
				fcd	11.33	N/mm ²
As,long	26.55	cm ²				
	5	Φ	26			
Copriferro	50.0	mm				
d	950.0	mm				
σcp	0.000	N/mm ²		NSd,esterna	0	[N]
k	1.46	-		NSd,precompr.	0	[N]
ρl	0.003	-		α precompr	0.0	[°]
V _{min}	0.28	N/mm ²		NSd,tot	0	[N]
V_{Rd}	295.13	kN	Sezioni non armate a taglio			
V_{Sd}	203.61	kN				
V_{Sd,ris}	203.61	kN				
Verificata						

4.3.2 Platea di fondazione

4.3.2.1 Sezione resistente



PRESCRIZIONI:

Conglomerato cementizio con resistenza caratteristica a 28 giorni $R_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo FeB44k controllato in stabilimento.

(B	1.00 m)
H =	1.50 m
CLS (equivalente)	C25/30
As,sup	$\phi 16/20$
As,inf	2 $\phi 24/20$
Acciaio (equivalente)	FeB44k

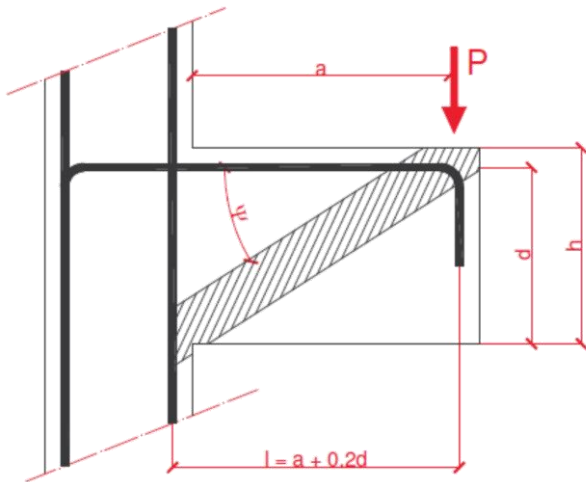
4.3.2.2 Sollecitazioni

AZIONE ASSIALE (kN)												
Palo	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4	SIS5	SIS6	SIS7	SIS8	SIS9	SIS10	SIS11	SIS12
1	529	3490	1360	2750	1300	2920	1160	3090	497	3520	1770	2510
2	577	3470	1430	2680	1330	2890	1280	3010	551	3490	1790	2470
3	624	3440	1500	2600	1350	2850	1390	2880	604	3460	1810	2430
4	672	3420	1570	2520	1380	2820	1510	2750	658	3430	1830	2400
5	720	3390	1640	2450	1400	2790	1620	2620	712	3400	1840	2360
6	763	3360	1710	2370	1430	2760	1740	2490	762	3370	1860	2320
7	803	3340	1780	2290	1450	2730	1850	2350	806	3340	1880	2290
8	842	3310	1850	2220	1480	2700	1970	2220	851	3310	1900	2250
9	3590	792	2510	1800	2200	2220	2030	2440	3590	802	2500	1960
10	3610	747	2580	1720	2220	2180	2150	2310	3620	752	2520	1920
11	3640	693	2650	1650	2250	2150	2260	2180	3640	692	2540	1890
12	3660	639	2720	1570	2270	2120	2380	2050	3670	631	2550	1850
13	3680	585	2790	1490	2300	2090	2500	1910	3700	571	2570	1810
14	3700	530	2860	1420	2320	2060	2610	1780	3720	510	2590	1780
15	3730	476	2930	1340	2350	2030	2730	1650	3750	449	2610	1740
16	3750	422	3000	1260	2370	1990	2840	1520	3770	388	2630	1700

N,tot fila pali [kN]												
	SIS1	SIS2	SIS3	SIS4	SIS5	SIS6	SIS7	SIS8	SIS9	SIS10	SIS11	SIS12
lato 1	5 530	27 220	12 840	19 880	11 120	22 460	12 520	21 410	5 441	27 320	14 680	19 030
lato 2	29 360	4 884	22 040	12 250	18 280	16 840	19 500	15 840	29 460	4 795	20 510	14 650

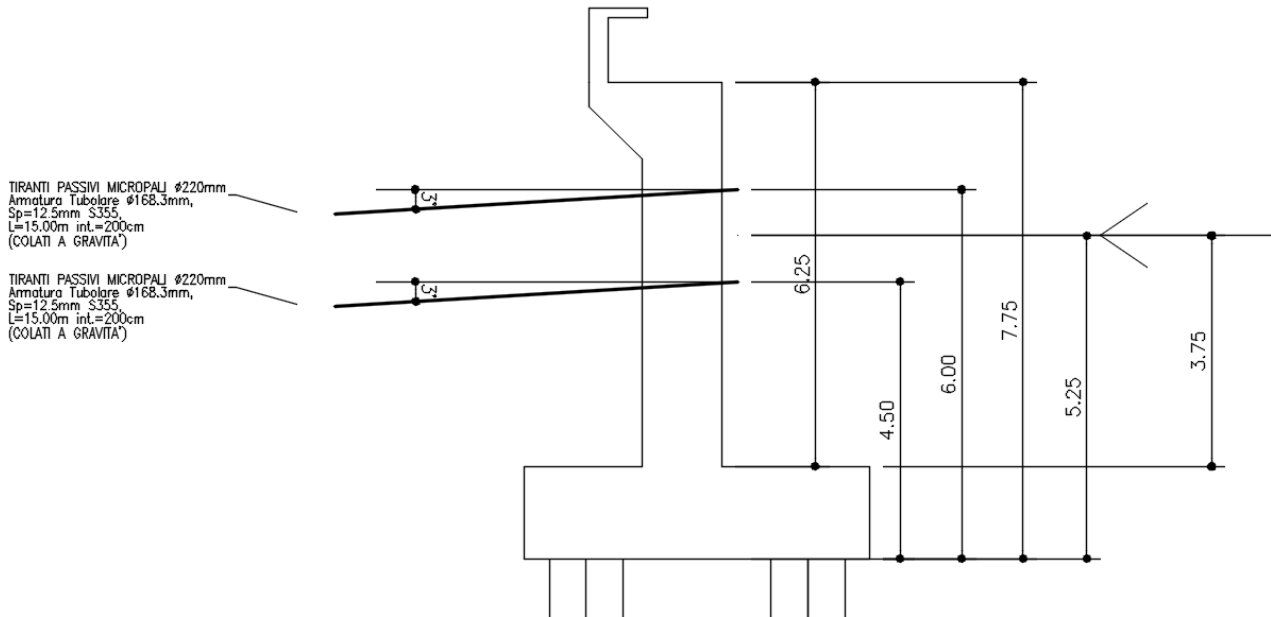
	B,plinto [m]	N,tot fila pali [kN/m]
MAX	28.2	
27 320		968.79
29 460		1 044.68

4.3.2.3 Verifica T-P



fck	20.0	N/mm ²	
γc	1.50	-	
fcd	11.33	N/mm ²	
fyd	373.9	N/mm ²	
b	1.000	[m]	: larghezza mensola
h	1.500	[m]	: altezza sezione
c	0.050	[m]	: copriferro
d	1.450	[m]	: altezza utile
a	1.200	[m]	: braccio forzante
l	1.490	[m]	: lunghezza traliccio
0.9 x d	1.305	[m]	: altezza traliccio
ψ	0.719	[rad]	: inclinazione puntone
	41.21	[°]	
10	∅	24	: armatura disposta
As,disp	45.24	[cm ²]	
P	1 044 680	[N]	: azione punzonante
Pc,Rd	2 165 460	[N]	: resistenza biella compressa
	48.2%	[%]	: impegno biella compressa
Pt,Rd	1 481 467	[N]	: resistenza armatura tesa
	70.5%	[%]	: impegno armatura tesa

4.4 SPALLE

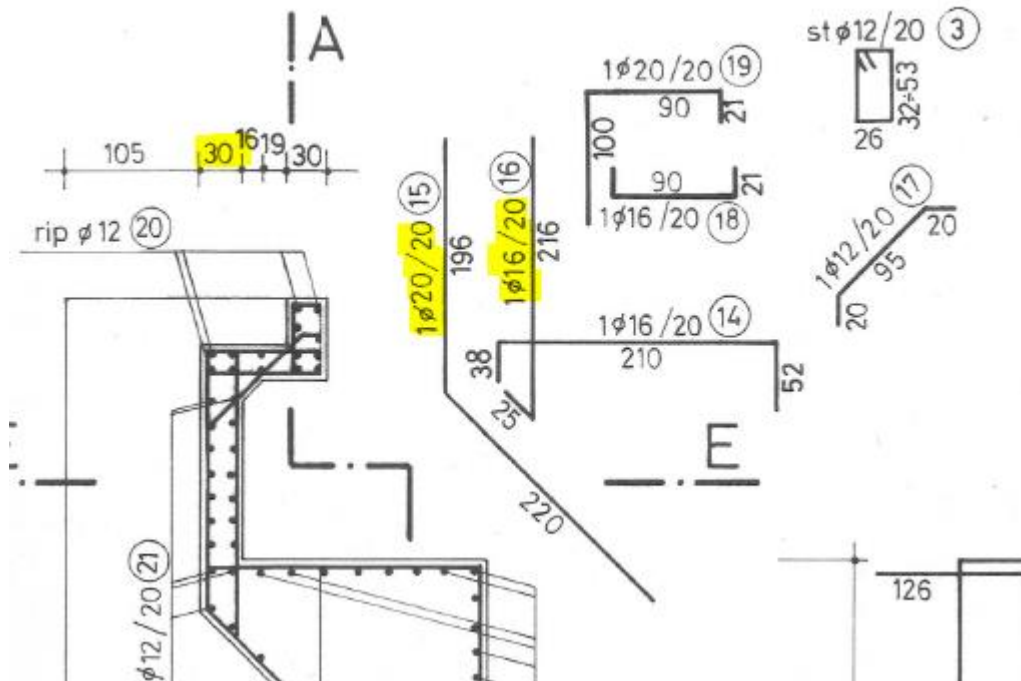


Le azioni agenti alla quota media di 5.25 m dall'intradosso fondazioni sono:

SLE	60 kN/m
SLU	140 kN/m
SIS	580 kN/m

4.4.1 Paragliaia

4.4.1.1 Sezione resistente



PRESCRIZIONI:

Conglomerato cementizio con resistenza caratteristica a 28 giorni $R_{bk} = 300$ Kg/cm².

Acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo FeB44 k controllato in stabilimento.

4.4.1.2 Sollecitazioni

Da terreno:

	Vx [kN/m]	Vy [kN/m]	N [kN/m]	Mx [kNm/m]	My [kNm/m]
S.L.U. STR	29.24	0.00	-30.52	0.00	24.61
S.L.U. Sisma (θ_1)	23.84	0.00	-16.61	0.00	20.36
S.L.U. Sisma (θ_2)	24.73	0.00	-16.61	0.00	21.22

Da frenatura (NTC2018):

C5.1.3.3.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d’ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un’azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

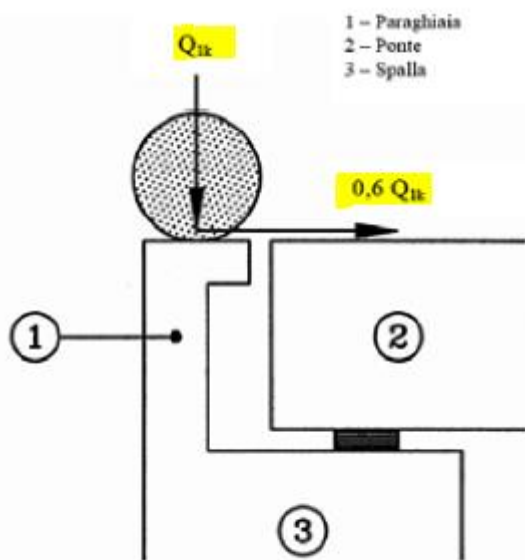


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

B,diffusione = 2 x 1.95 m (h,paraghiaia) = 3.90 m
 V,SLU = 180 kN / 3.90 m = 46.15 kN/m
 M,SLU = 1.95 m x 180 kN / 3.90 m = 90.00 kNm/m
 N,SLU = 300 kN / 3.90 m = 76.92 kN/m

4.4.1.3 Pressoflessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Spalla_Paraghiaia_FC120

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	3
2	15.71	27

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

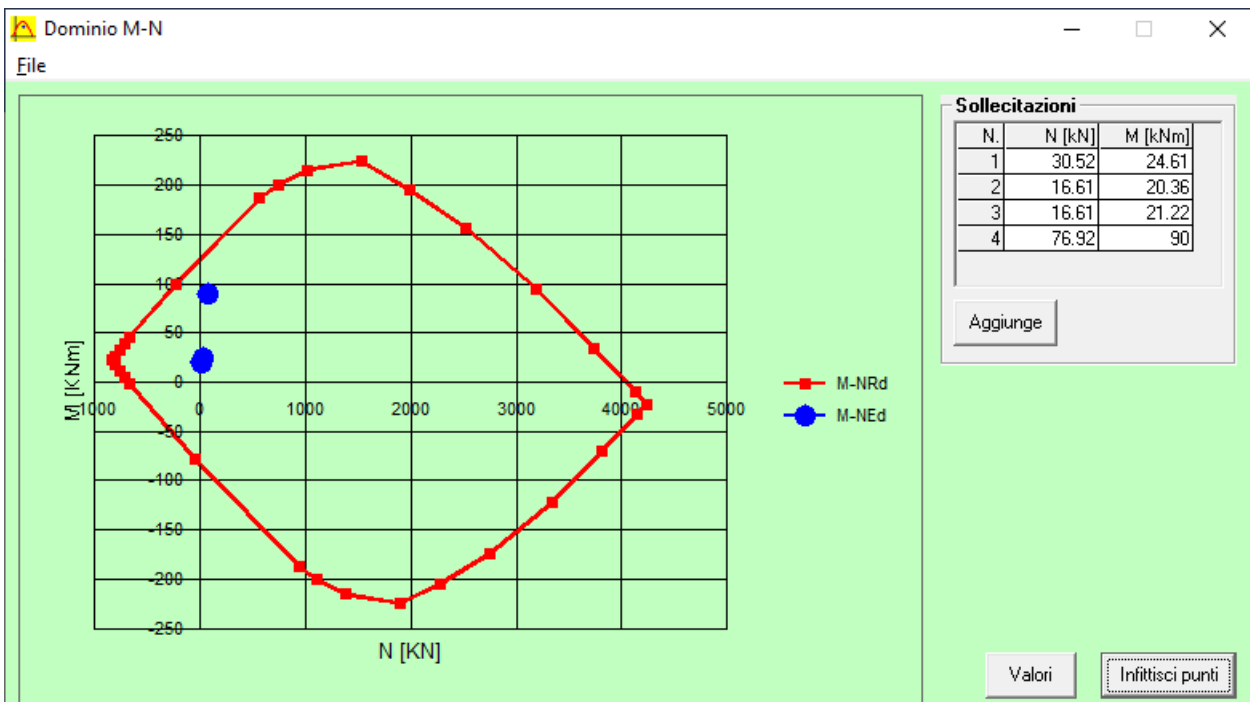
N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 FeB38k C20/25
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

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

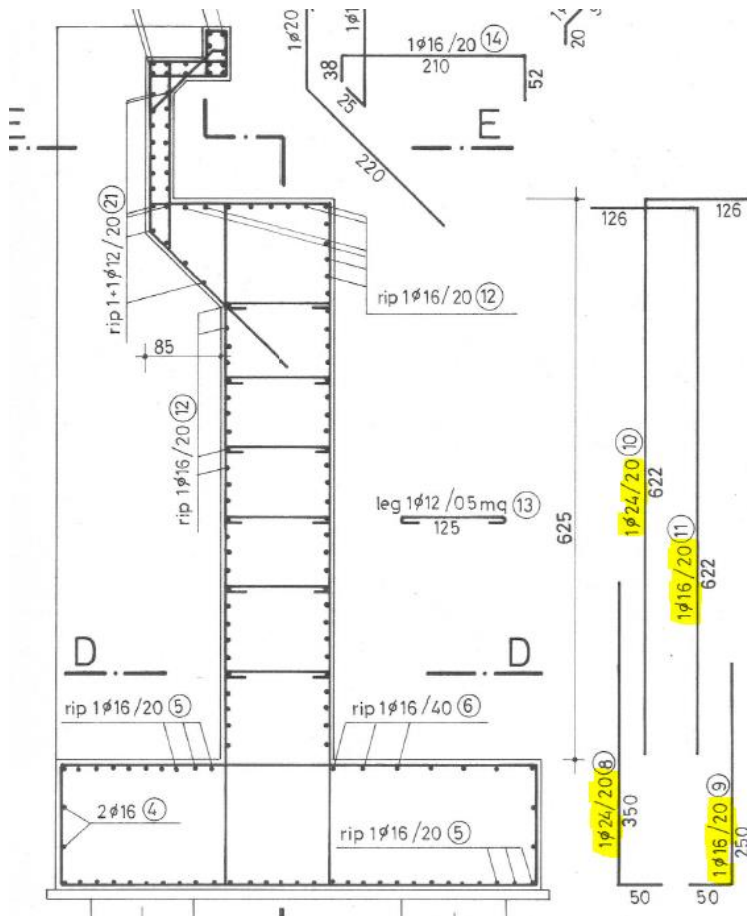


4.4.1.4 Taglio SLU

B	1000.0	mm		fck	20.0	N/mm ²
H	300.0	mm		γc	1.50	-
				fcd	11.33	N/mm ²
As,long	31.42	cm ²				
	10	Φ	20			
Copriferro	30.0	mm				
d	270.0	mm				
σcp	0.000	N/mm ²		NSd,esterna	0	[N]
k	1.86	-		NSd,precompr.	0	[N]
ρl	0.012	-		α precompr	0.0	[°]
V _{min}	0.40	N/mm ²		NSd,tot	0	[N]
V_{Rd}	172.11	kN	Sezioni non armate a taglio			
V_{Sd}	46.15	kN				
V_{Sd,ris}	46.15	kN				
Verificata						

4.4.2 Paramento

4.4.2.1 Sezione resistente



PRESCRIZIONI:

Conglomerato cementizio con resistenza caratteristica a 28 giorni $R_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo FeB44 k controllato in stabilimento.

(B	1.00 m)
H (rinforzata) = 1.30 m + 0.40 m_placcaggio per tiranti =	1.70 m
CLS (equivalente)	C25/30
As, esterno	Ø16/20
As, interno	Ø24/20
As, giuntivo (placcaggio)	1+1Ø20/20
Acciaio (equivalente)	FeB44k

4.4.2.2 Sollecitazioni

Base paramento:

Riepilogo scenari															
Celle variabili:		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
SCS1		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
Celle risultato:														MAX	Scenario
Vx [kN/m]	S.L.U. STR	159.57	119.97	150.30	129.14	151.10	126.57	143.47	132.61	148.94	144.74	142.47	143.14	159.57	1
	S.L.U. Sisma (q1)	-25.24	-298.35	-104.63	-218.98	-120.92	-209.09	-109.42	-214.65	-106.16	-210.44	-112.29	-210.72	-25.24	1
	S.L.U. Sisma (q2)	-7.96	-281.08	-87.35	-201.71	-103.64	-191.81	-92.15	-197.37	-88.88	-193.16	-95.01	-193.45	-7.96	1
N [kN/m]	S.L.U. STR	-668.79	-1164.98	-1078.05	-1165.53	-661.75	-1354.39	-844.92	-1353.91	-810.12	-1171.51	-815.94	-793.48	-661.75	5
	S.L.U. Sisma (q1)	-607.14	-676.90	-655.04	-674.22	-602.81	-708.15	-632.75	-701.93	-627.51	-677.04	-628.11	-636.54	-602.81	5
	S.L.U. Sisma (q2)	-607.14	-676.90	-655.04	-674.22	-602.81	-708.15	-632.75	-701.93	-627.51	-677.04	-628.11	-636.54	-602.81	5
My [kNm/m]	S.L.U. STR	495.93	349.48	499.60	419.27	433.65	431.21	467.83	464.44	527.67	469.24	455.35	479.95	527.67	9
	S.L.U. Sisma (q1)	197.39	-1533.14	-296.15	-1031.04	-413.36	-957.89	-324.25	-999.97	-299.70	-982.83	-343.08	-979.26	197.39	1
	S.L.U. Sisma (q2)	268.21	-1462.31	-225.33	-960.22	-342.53	-887.06	-253.43	-929.15	-228.88	-912.00	-272.26	-908.44	268.21	1

V,max 159.57 kN/m
 M,max 527.67 kNm/m
 (N, concomit 810.12 kN/m)
 N,min (minor compressione) 661.75 kN/m
 (M,concomit 433.65 kNm/m)

Sezione sopra tirante:

Riepilogo scenari															
Celle variabili:		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
SCS1		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
Celle risultato:														MAX	Scenario
Vx [kN/m]	S.L.U. STR	162.47	140.98	157.44	145.96	157.87	144.56	153.73	147.84	156.70	154.42	153.19	153.55	162.47	1
	S.L.U. Sisma (q1)	300.63	152.41	257.55	195.49	248.71	200.86	254.94	197.84	256.72	200.13	253.39	199.97	300.63	1
	S.L.U. Sisma (q2)	310.00	161.79	266.92	204.86	258.08	210.23	264.32	207.21	266.09	209.50	262.76	209.34	310.00	1
My [kNm/m]	S.L.U. STR	553.65	474.18	555.64	512.05	519.85	518.53	538.40	536.56	570.88	539.17	531.63	544.98	570.88	9
	S.L.U. Sisma (q1)	1285.84	346.71	1018.00	619.19	954.40	658.89	1002.75	636.05	1016.08	645.35	992.53	647.29	1285.84	1
	S.L.U. Sisma (q2)	1324.27	385.14	1056.44	657.63	992.83	697.32	1041.19	674.49	1054.51	683.79	1030.97	685.73	1324.27	1

V,max 162.47 kN/m
 M,max 1324.27 kNm/m

Sollecitazioni maggiori rispetto alla base del paramento → valori di verifica.

4.4.2.3 Pressoflessione SLU

Verifica C.A. S.L.U. - File: Spalla_Paramento_rinforz_FC120

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

TITOLO :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	55
2	22.62	175
3	15.71	5
4	15.71	45

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 FeB38k C20/25
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

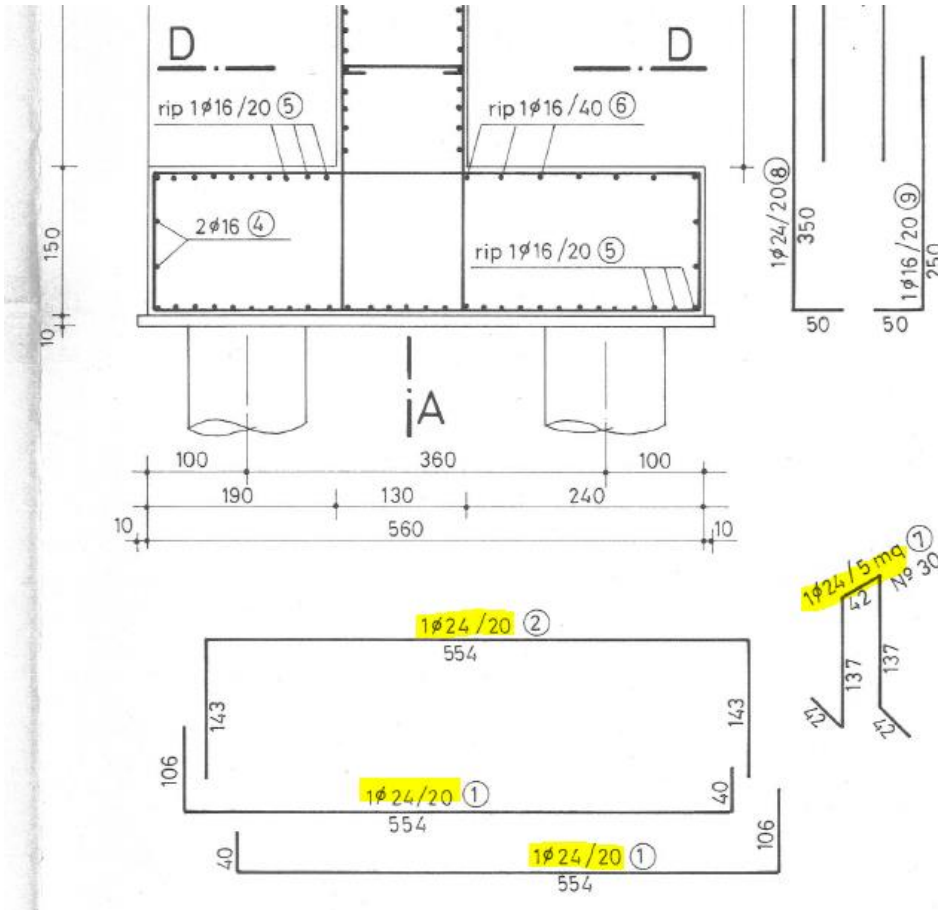
M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

4.4.2.4 Taglio SLU

B	1000.0	mm		fck	20.0	N/mm ²
H	1800.0	mm		γc	1.50	-
				fcd	11.33	N/mm ²
As,long	22.62	cm ²				
	5	Φ	24			
Copriferro	50.0	mm				
d	1750.0	mm				
σcp	0.000	N/mm ²		NSd,esterna	0	[N]
k	1.34	-		NSd,precompr.	0	[N]
ρl	0.001	-		α precompr	0.0	[°]
V _{min}	0.24	N/mm ²		NSd,tot	0	[N]
V_{Rd}	423.97	kN	Sezioni non armate a taglio			
V_{Sd}	162.47	kN				
V_{Sd,ris}	162.47	kN				
Verificata						

4.4.3 Platea di fondazione

4.4.3.1 Sezione resistente



PRESCRIZIONI:

Conglomerato cementizio con resistenza caratteristica a 28 giorni $R_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$.

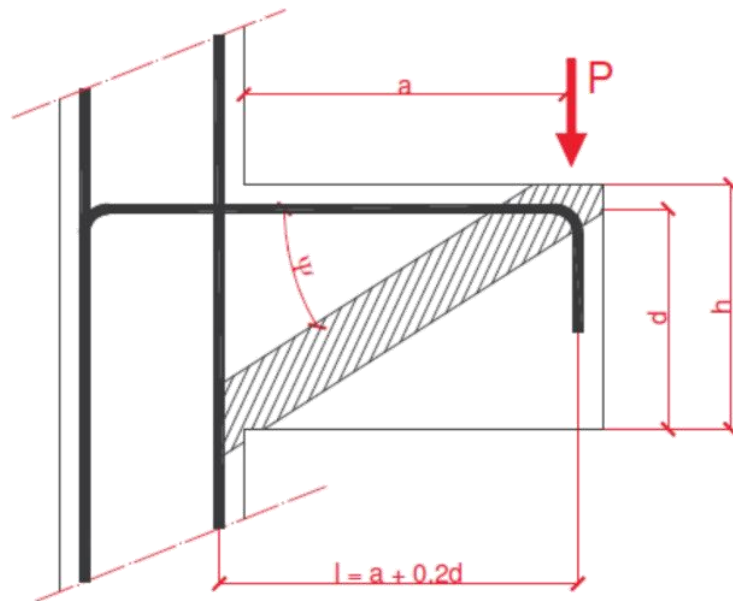
Acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo FeB44k controllato in stabilimento.

(B	1.00 m)
H =	1.50 m
CLS (equivalente)	C25/30
As,sup	Ø24/20
As,inf	2Ø24/20
Acciaio (equivalente)	FeB44k

4.4.3.2 Sollecitazioni

Palo	AZIONE ASSIALE (kN)				N,tot fila pali [kN]			B,plinto [m]		N,tot fila pali [kN/m]		
	SLE	SLU	SIS		SLE	SLU	SIS			SLE	SLU	SIS
1	1580	2160	354	monte	11 010	15 080	7 291	26.0	monte	423.46	580.00	280.42
2	1580	2160	604									
3	1570	2160	853									
4	1570	2150	1070									
5	1570	2150	1270									
6	1570	2150	1470									
7	1570	2150	1670									
8	2660	3090	2420	valle	18 570	21 620	21 130		valle	714.23	831.54	812.69
9	2660	3090	2620									
10	2650	3090	2820									
11	2650	3090	3020									
12	2650	3090	3220									
13	2650	3090	3430									
14	2650	3080	3600									

4.4.3.3 Verifica T-P



Suola di valle

fck	20.0	N/mm ²	
γc	1.50	-	
fcd	11.33	N/mm ²	
fyd	373.9	N/mm ²	
b	1.000	[m]	: larghezza mensola
h	1.500	[m]	: altezza sezione
c	0.050	[m]	: copriferro
d	1.450	[m]	: altezza utile
a	1.400	[m]	: braccio forzante
l	1.690	[m]	: lunghezza traliccio
0.9 x d	1.305	[m]	: altezza traliccio
ψ	0.658	[rad]	: inclinazione puntone
	37.67	[°]	
10	∅	24	: armatura disposta
As,disp	45.24	[cm ²]	
P	831 540	[N]	: azione punzonante
Pc,Rd	2 008 748	[N]	: resistenza biella compressa
	41.4%	[%]	: impegno biella compressa
Pt,Rd	1 306 146	[N]	: resistenza armatura tesa
	63.7%	[%]	: impegno armatura tesa

Suola di monte

fck	20.0	N/mm ²	
γc	1.50	-	
fcd	11.33	N/mm ²	
fyd	373.9	N/mm ²	
b	1.000	[m]	: larghezza mensola
h	1.500	[m]	: altezza sezione
c	0.050	[m]	: copriferro
d	1.450	[m]	: altezza utile
a	0.900	[m]	: braccio forzante
l	1.190	[m]	: lunghezza traliccio
0.9 x d	1.305	[m]	: altezza traliccio
ψ	0.831	[rad]	: inclinazione puntone
	47.64	[°]	
10	∅	24	: armatura disposta
As,disp	45.24	[cm ²]	
P	580 000	[N]	: azione punzonante
Pc,Rd	2 428 565	[N]	: resistenza biella compressa
	23.9%	[%]	: impegno biella compressa
Pt,Rd	1 854 946	[N]	: resistenza armatura tesa
	31.3%	[%]	: impegno armatura tesa

5 VALIDAZIONE DEI RISULTATI DEL CALCOLO

Calcolo manuale delle massime azioni verticali

Linear/Dynamic Analysis
 Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F1.mys ID= 0
 Loadcase = 1
 "PP"
 Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	0.1555E+06	0.7951E+02	0.2602E+08	0.1137E+05	0.8050E+03	0.8268E+03	0.2602E+08
Node	53	60	2	53	60	53	2
Minimum	-0.1555E+06	-0.1588E+03	0.7567E+07	-0.1185E+05	-0.1192E+07	-0.8127E+03	0.7567E+07
Node	2	2	60	60	2	2	60
TOTAL	-0.5953E-03	0.1501E-03	0.4116E+08				

	n° [-]	peso [-]	L [m]	B [m]	H [m]	A [m²]	incremento [-]	Peso [kg]	peso,lin [kg/m]	peso,sup [kg/m²]	pp [kg/m³]	peso [kg]		
PP,impalcato												0		
Travi	13		72.34			0.78					2500	1 843 223		
Traversi spalle	2		22.85	0.50	1.50						2500	85 688		
Traverso pila			22.85	2.70	1.50						2500	231 356		
Soletta_c.a.			72.340	25.88	0.200						2500	936 080		
Coppella												0	3 096 347	
Pulvino												0		
Pila			6.17	22.74	1.10						2500	385 841		
Plinto	1		1.50	28.20	5.60						2500	592 200	978 041	4 074 388

Linear/Dynamic Analysis
 Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F2a.mys ID= 1
 Loadcase = 2
 "Perm"
 Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	0.1472E+05	0.2568E+02	0.5236E+07	0.4690E+05	0.5015E+06	-0.5341E+03	0.5236E+07
Node	53	60	2	60	60	2	2
Minimum	-0.1458E+05	-0.2897E+02	0.1681E+07	-0.2404E+05	-0.5086E+06	-0.7867E+03	0.1681E+07
Node	60	53	60	53	53	60	
TOTAL	-0.1092E-04	0.4115E-05	0.8604E+07				

	n° [-]	peso [-]	L [m]	B [m]	H [m]	A [m²]	incremento [-]	Peso [kg]	peso,lin [kg/m]	peso,sup [kg/m²]	pp [kg/m³]	peso [kg]		
Pavimentazione			72.340	21.58						300.00		468 329		
Cordolo_sx			72.340	1.45	0.19						2500	49 824		
Cordolo_cnt			72.340	1.40	0.55						2500	139 255		
Cordolo_dx			72.340	1.45	0.19						2500	49 824		
Barriera BP	2		72.340						900.00			130 212		
Rete/parapetto	2		72.340						230.00			33 276		
Veletta	2		72.340						0.00			0	870 720	

Linear/Dynamic Analysis
 Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F3b.mys ID= 3
 Loadcase = 7
 "Vento_pos"
 Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	0.7396E+02	-0.6520E+05	0.1028E+03	0.8126E+06	-0.1126E+04	0.6814E+03	0.9943E+05
Node	60	60	53	2	60	60	2
Minimum	-0.1479E+03	-0.9943E+05	-0.1031E+03	0.6655E+05	-0.6196E+04	-0.5052E+03	0.6520E+05
Node	2	2	60	60	2	53	60
TOTAL	-0.5831E-04	-0.2299E+06	0.3449E-07				

F,vento = 239 N/m x 13 travi x 72.34 m + 890 N/m x 6.17 m = 230 251 N

Linear/Dynamic Analysis

Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F3b.mys ID= 3
 Loadcase = 8

"Fren_pos"

Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	-0.1638E+06	0.1751E+03	0.1293E+05	0.1689E+05	-0.3087E+04	0.4839E+02	0.2265E+06
Node	60	60	60	2	60	53	2
Minimum	-0.2265E+06	-0.3497E+03	-0.1290E+05	-0.7112E+04	-0.1588E+07	-0.4770E+02	0.1643E+06
Node	2	2	53	60	2	60	53
TOTAL	-0.5541E+06	-0.1276E-03	0.1927E-06				

n travi [-]	L [m]	Az base [N]	Az base/trave [N]	Az base/m/trave [N/m]
13	72.34	555 318	42 717	590

Linear/Dynamic Analysis

Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F3b.mys ID= 3
 Loadcase = 455

"Urto_S"

Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	-0.9667E+03	0.3473E+05	0.7527E+03	-0.2424E+04	0.6755E+03	0.1732E+02	0.4981E+06
Node	53	2	60	53	60	53	2
Minimum	-0.4968E+06	0.7419E+02	-0.7487E+03	-0.1220E+06	-0.1764E+07	-0.1702E+02	0.1225E+04
Node	2	53	53	2	2	60	53
TOTAL	-0.4988E+06	0.3488E+05	0.2148E-07				

Urto Sud 500 kN

Linear/Dynamic Analysis

Results File = C:\Users\berri\Desktop\LUSAS\Associated Model Data\CV viale Europa(13)\CV viale Europa(13)\A_F3b.mys ID= 3
 Loadcase = 456

"Urto_N"

Reaction Components in Global Axes

Node	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	RSLT
Maximum	0.4972E+06	-0.6015E+02	0.5953E+03	0.1145E+06	0.1652E+07	0.1356E+02	0.4984E+06
Node	2	53	53	2	60	2	
Minimum	0.7856E+03	-0.3476E+05	-0.5985E+03	0.1929E+04	-0.5359E+03	-0.1380E+02	0.9875E+03
Node	53	2	60	53	60	53	53
TOTAL	0.4988E+06	-0.3488E+05	-0.1736E-07				

Urto Nord 500 kN