

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01 e s.m.i.

S.O. Corpo Stradale

PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI BARI

BARI NORD - VARIANTE SANTO SPIRITO PALESE

IV – SOVRAPPASSI PEDONALI

Sovrappasso Pedonale IV01 – pk 1+375  
IV01 - Relazione di calcolo

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IADR 00 D 29 CL IV0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	A. Polastri	Set. 2023	J. Amato A. Donnarumma	Set. 2023	G. Dimaggio	Set. 2023	F. Arduini

ITALFERR S.p.A.  
DIREZIONE  
INTERREGIONALE CENTRO  
DIREZIONE REGIONALE  
CENTRO  
Viale della Repubblica, 1  
00187 Roma

File: IADR00D29CLIV0100001A.doc

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE .....	5
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	7
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	13
5.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI .....	13
5.2	CALCESTRUZZO PER L'IMPALCATO .....	14
5.3	CALCESTRUZZO PER LE PILE E LE SCALE .....	15
5.4	CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI .....	16
5.5	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO .....	17
6	CALCOLO E VERIFICA DELL'IMPALCATO, DELLE PILE E DEI PLINTI .....	18
6.1	ANALISI DEI CARICHI .....	18
6.1.1	<i>Carichi permanenti strutturali: G1</i> .....	18
6.1.2	<i>Carichi permanenti non strutturali: G2</i> .....	19
6.1.3	<i>Azioni verticali da traffico. Carichi verticali: Q1</i> .....	19
6.1.4	<i>Azioni di neve e di vento: Q5</i> .....	20
6.1.4.1	Vento .....	20
6.1.4.2	Neve.....	23
6.1.5	<i>Azioni della temperatura: Q7</i> .....	23
6.1.6	<i>Resistenze passive dei vincoli: Q9</i> .....	25
6.1.7	<i>Azioni sismiche: E</i> .....	26
6.1.7.1	Vita nominale.....	26
6.1.7.2	Classe d'uso .....	26
6.1.7.3	Periodo di riferimento.....	27
6.1.7.4	Periodi di ritorno.....	27
6.1.7.5	Caratterizzazione sismica del terreno.....	28
6.1.7.6	Parametri sismici di calcolo e spettro di risposta .....	29
6.1.7.7	Riepilogo dei parametri di pericolosità sismica .....	31
6.1.8	<i>Viscosità e Ritiro</i> .....	32

6.1.9	Combinazioni .....	32
6.2	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI .....	34
6.2.1	Descrizione del modello numerico .....	34
6.2.2	Sollecitazioni utilizzate nelle verifiche .....	42
6.2.3	Reazioni degli apparecchi di appoggio ed escursione dei giunti.....	57
6.2.3.1	Reazioni degli apparecchi di appoggio .....	58
6.2.3.2	Escursione dei giunti, corsa degli apparecchi di appoggio, varchi.....	59
6.3	VERIFICHE STRUTTURALI .....	63
6.3.1	Verifiche impalcato.....	63
6.3.1.1	Flessione .....	63
6.3.1.2	Taglio.....	69
6.3.2	Verifiche pila.....	71
6.3.2.1	Pressoflessione deviata .....	71
6.3.2.2	Taglio.....	77
6.3.3	Verifiche fondazione diretta.....	78
7	CALCOLO E VERIFICA DELLA SCALA.....	82
7.1	ANALISI DEI CARICHI .....	82
7.1.1	Carichi permanente strutturali: G1 .....	82
7.1.2	Carichi permanenti non strutturali: G2 .....	82
7.1.3	Azioni verticali da traffico. Carichi verticali: Q1 .....	82
7.2	VERIFICA DELLA SEZIONE DI MEZZERIA .....	82
8	INCIDENZE.....	85



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	4 di 85

## 1 PREMESSA

La linea ferroviaria Foggia – Bari attraversa a raso il territorio comunale di Bari nelle località Palese e Santo Spirito. La direttrice adriatica determina quindi una interruzione del tessuto urbano, con presenza di numerosi passaggi a livello, apportando pesanti ripercussioni sulla mobilità e sulla sicurezza degli abitanti.

Il progetto preliminare della “Variante di tracciato tra Palese e Santo Spirito” è parte di un più vasto complesso progettuale relativo all’evoluzione del Nodo ferroviario di Bari, volto alla razionalizzazione, riorganizzazione e ad un generale miglioramento del trasporto ferroviario, attraverso un organico inserimento delle reti ferroviarie nel territorio urbano della città di Bari e una riqualificazione urbanistica delle aree dismesse.

Nel dicembre 2005 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, la Regione Puglia, il Comune di Bari e Rete Ferroviaria Italiana S.p.A. siglano un “Protocollo d’Intesa per il riassetto del nodo di Bari” finalizzato alla individuazione delle più efficaci soluzioni trasportistiche per rispondere alle esigenze di riqualificazione urbana e di sviluppo economico del territorio al fine di perseguire i seguenti obiettivi:

Riduzione delle interferenze tra le linee ferroviarie ed il territorio comunale;

Realizzazione di un sistema di trasporto integrato, intermodale e intramodale a elevata frequenza;

Aumento della qualità dei servizi di trasporto offerti con riduzione dei tempi di percorrenza e aumento dei punti di accesso alla modalità ferroviaria;

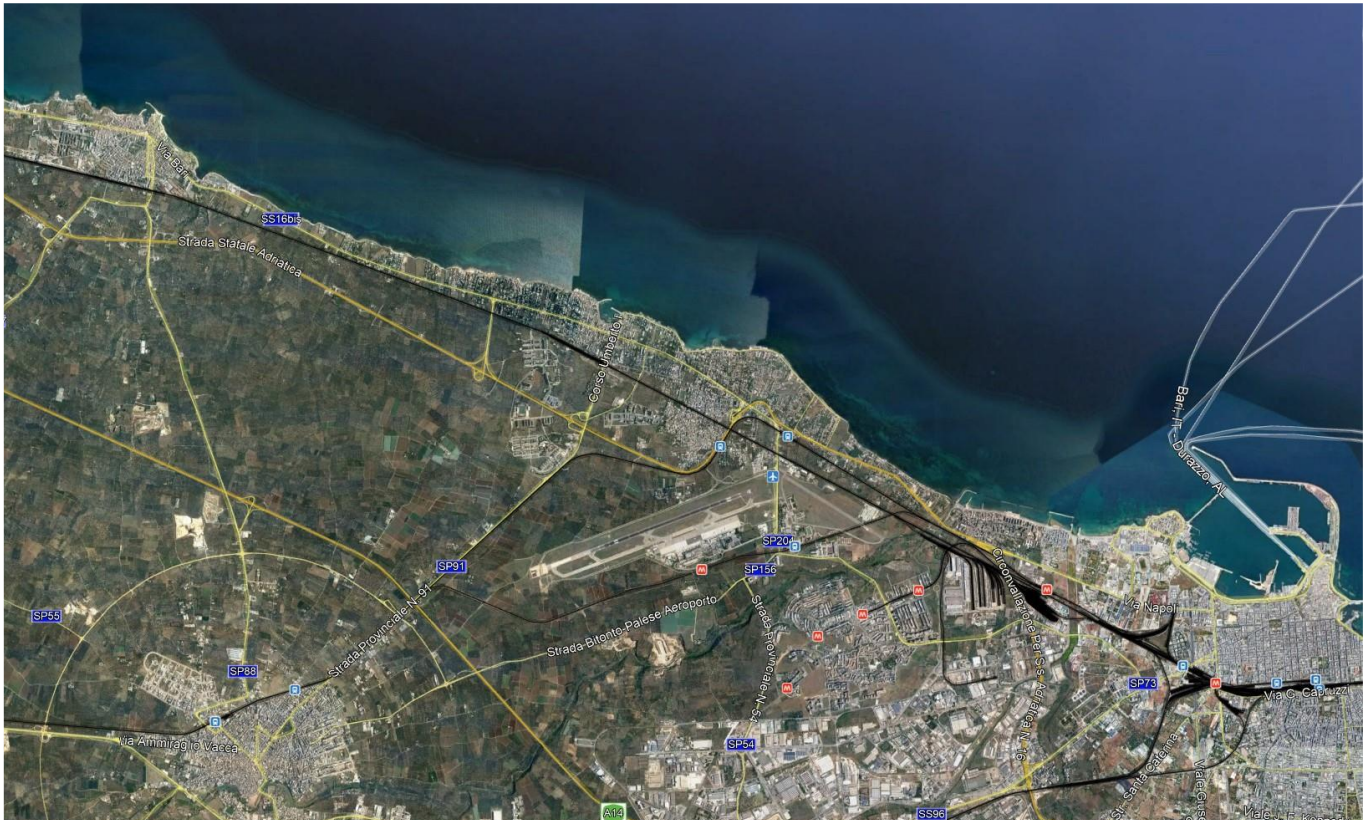
Recupero, riqualificazione e valorizzazione delle aree ferroviarie dismesse e da dismettere;

Abbattimento dei livelli di inquinamento acustico ed atmosferico nelle aree della città di Bari.

Nel presente documento è riportata l’analisi strutturale e le verifiche dell’impalcato, delle pile, delle scale e delle fondazioni del sovrappasso pedonale IV01 situato alla pk 1+375.

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

L'area interessata dal progetto sita nella zona a nord - ovest della città di Bari ricade nell'area compresa tra l'aeroporto internazionale di Bari e il comune di Giovinazzo.



**Figura 1 – Inquadramento area di intervento.**

La variante di tracciato si sviluppa nella quasi sua interezza al di sotto del piano campagna: i primi 1.300 m circa si attestano approssimativamente al piano campagna per poi iniziare a perdere quota fino ad entrare in galleria artificiale. L'opera ha sviluppo complessivo di circa 3 km che consente il sottoattraversamento della Strada Statale n. 16 e dei successivi assi viari.

Dopo circa 4,8 km di tracciato a cielo aperto in trincea profonda viene realizzato il nuovo impianto di stazione di S.Spirito – Palese, costituito da due marciapiedi ad isola da 250m ai quali si accede attraverso un sistema di scale mobili e ascensori che conducono al fabbricato di stazione posto al piano campagna. L'impianto di stazione garantisce sia per i binari di corsa sia per i binari di precedenza un modulo di 750m.

La trincea è interrotta da una galleria artificiale necessaria a creare aree a verde attrezzate, a servizio della nuova stazione e a risolvere l'interferenza con via Nicholas Green.



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	6 di 85

In uscita dall'impianto di stazione il tracciato inizia a salire e prosegue in galleria artificiale in direzione sud-est, parallelamente alla SS16, sotto attraversando la rampa di svincolo della statale e la SP91.

Dopo un tratto allo scoperto, il tracciato entra nuovamente in galleria artificiale al km 6+625, così da consentire il sottoattraversamento di strada di Torre Bregnola e della linea ferroviaria Bari-Bitonto via Palese, gestita dalle Ferrovie del Nord Barese.

Dopo aver sotto-attraversato via Modugno, il tracciato prosegue in direzione est sotto attraversando la Strada provinciale n 201.

Al fine di evitare interferenze con l'aeroporto internazionale di Bari "Karol Wojtyla" il tracciato piega verso nord-est risolvendo l'interferenza della rotatoria di collegamento tra la SP201 e la SP204 in galleria, per proseguire nell'area dell'aeroporto militare Bari Palese.

Superata l'area militare la livelletta inizia a prendere quota uscendo allo scoperto al km 9+780 ca e proseguendo in trincea fino a riallacciarsi al sedime della linea storica in corrispondenza del km 642+537.



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	7 di 85

### 3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il sovrappasso pedonale si trova in corrispondenza della pk 1+375; consente ai pedoni che escono dalla galleria GA01 di attraversare la linea ferroviaria e distribuirsi sui marciapiedi PES.

Il sovrappasso pedonale è composto da un impalcato di calcestruzzo armato sostenuto da due pile di calcestruzzo armato posizionate in pianta in corrispondenza dei marciapiedi PES. L'accesso al sovrappasso pedonale dei pedoni che si trovano sui marciapiedi PES è consentito da due scale di altezza e lunghezza diversa, composte entrambe da 5 rampe. Le scale sono sostenute entrambe da 4 pilastri. Tramite le scale i pedoni accedono al sovrappasso pedonale in corrispondenza delle pile.

Le pile ed i pilastri sono fondati su due solette di fondazioni disposte al di sotto dei marciapiedi PES; la fondazione è di tipo diretto.

L'impalcato è composto da una trave in cemento armato gettata in opera la cui sezione a forma di "U" ha dimensioni 1.85m x 4.10m. I pedoni transitano all'interno della sezione della trave su cui viene disposta una pavimentazione. Lo schema statico dell'impalcato è quello di una trave semplicemente appoggiata di luce 8.50 m (distanza appoggio-appoggio). L'impalcato è appoggiato alle pile tramite due appoggi fissi da un lato e tramite un appoggio unidirezionale longitudinale e un appoggio di tipo multidirezionale sul lato apposto; lo schema degli appoggi è riportato nelle seguenti figure. L'intradosso dell'impalcato si trova ad una distanza di 7.10 m dal piano del ferro.

Le pile di altezza complessiva 8.64 m, sono composte da un fusto di altezza 7.44m e da un pulvino di altezza 1.2m. La sezione del fusto delle pile è di forma quadrata di dimensioni 1.2m x 1.2m, mentre il pulvino è a sezione variabile da un minimo di 1.8m sia in direzione trasversale che longitudinale ad un massimo di 3.34m trasversalmente e di 2.57 longitudinalmente.

Le scale hanno una larghezza di 1.2m. I pilastri sono composti da un fusto con sezione di forma quadrata cava di dimensioni 1.2m x 1.2m e di spessore 20 cm, e da un pulvino di altezza 40 cm e sezione quadrata di dimensioni 1.2m x 1.2m.

Nelle seguenti figure è riportata la planimetria, la sezione longitudinale e la sezione trasversale della passerella e la sezione trasversale della trave in corrispondenza della pila.

**Planimetria**

Scala 1:100

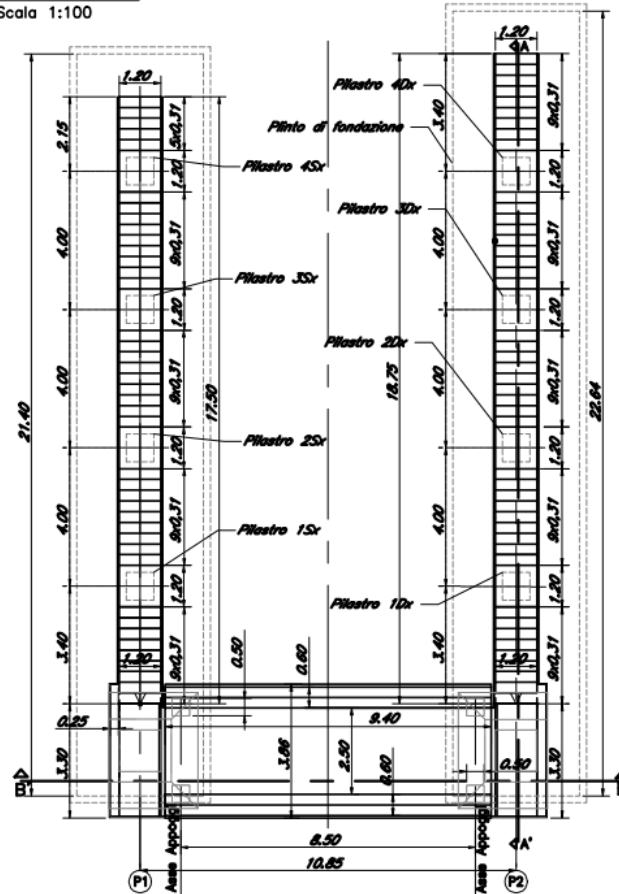
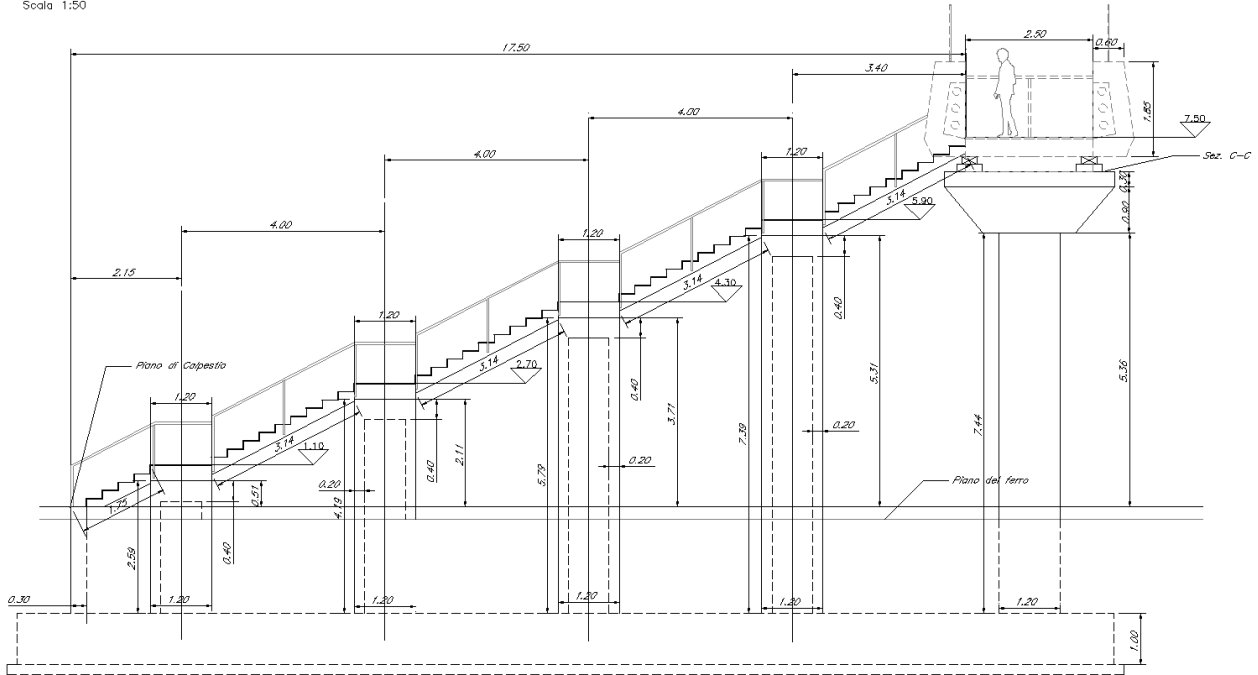


Figura 2 – Pianta del sovrappasso pedonale.



Sezione A-A'  
Scala 1:50



**Figura 3 – Sezione longitudinale del sovrappasso pedonale**

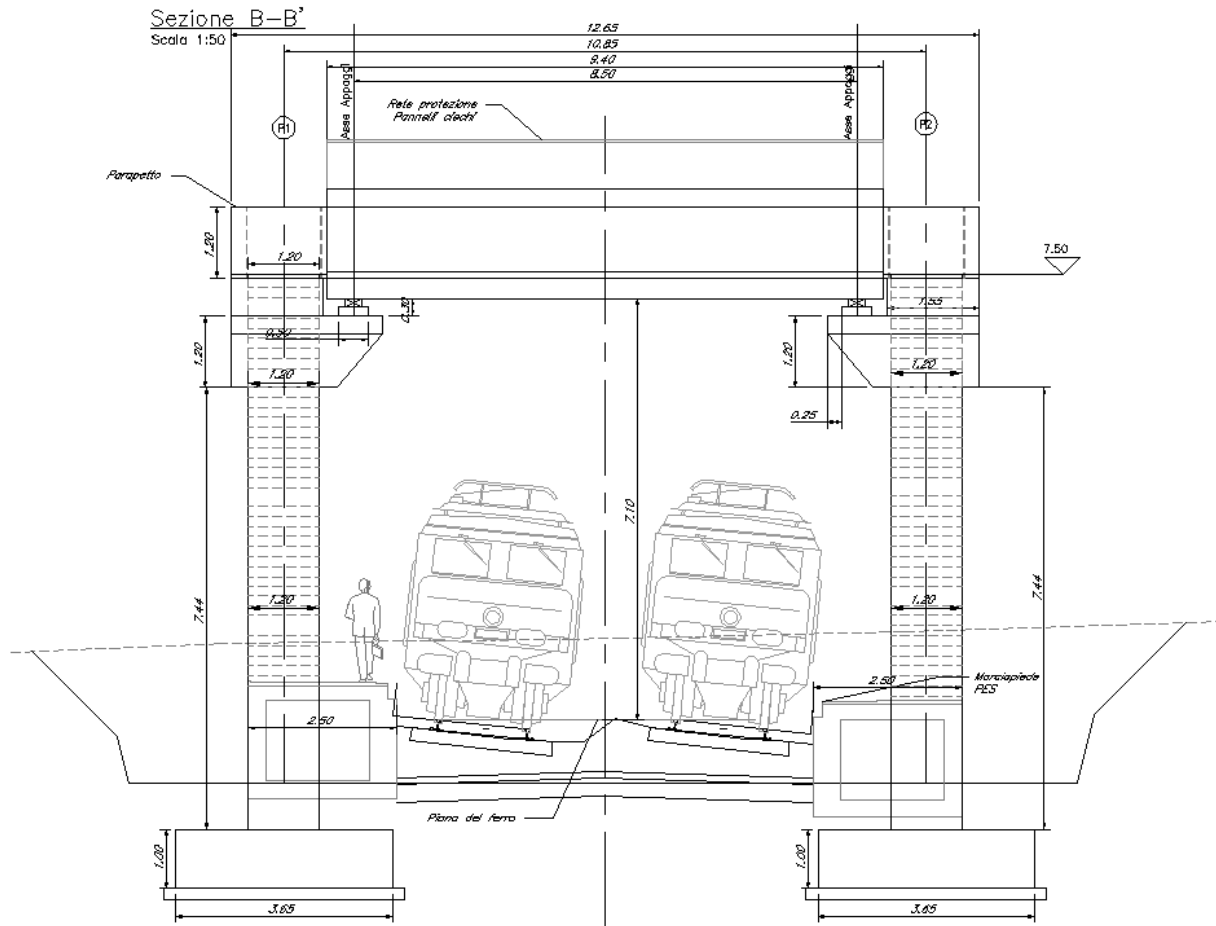
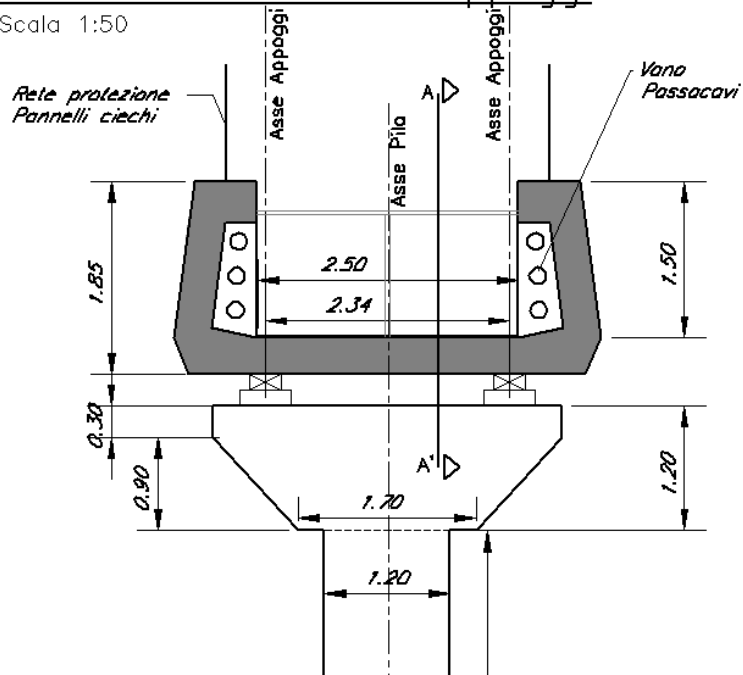


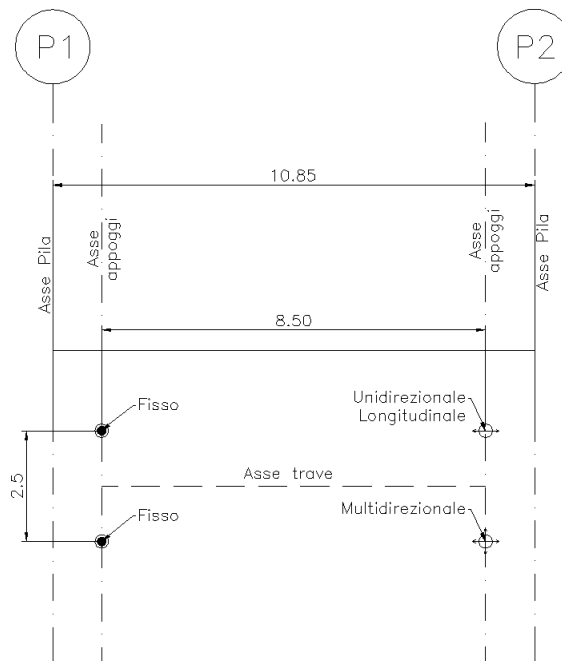
Figura 4 – Sezione trasversale dell'impalcato.

### Sezione Pila in asse appoggi

Scala 1:50



**Figura 5 – Sezione trasversale in asse appoggi.**



**Figura 6 – Schema appoggi.**

#### 4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

- [N1] Legge 5/11/1971, n.1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso e a struttura metallica;
- [N2] D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42) – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [N3] CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N4] RFI DTC SIPS MA IFS 001 F del 30/12/2022: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- [N5] RFI DTC SI PS SP IFS 001 F del 30/12/2022: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [N6] Eurocodice EN 1991-1-5:2004 – Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche;
- [N7] Eurocodici EN 1991-2:2005 parte 2 – Carichi da traffico sui ponti;
- [N8] Eurocodici EN 1992-2:2006 parte 2- Ponti di calcestruzzo;
- [N9] Eurocodice EN 1997-1: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [N10] Eurocodice EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazione, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [N11] Regolamento (UE) N° 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 776/2019 della Commissione del 16 maggio 2019.



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	13 di 85

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-2004 e UNI 11104 2016, si definiscono di seguito le classi di esposizione del CLS delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionanti di cui al presente documento:

- Impalcato: XC3 + XS1;
- Pile e scale: XC4 + XS1;
- Plinti di fondazione: XC2.

Le classi di resistenza dei conglomerati, di cui ai seguenti paragrafi, sono state determinate tenendo conto delle classi di resistenza minime stabilite dalla norma UNI EN 206-2004.

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura tengono conto delle prescrizioni di cui alla tabella C.4.1.IV della Circolare n.7 del 21/01/19 [2] e al paragrafo 2.5.2.2.3.2 del Manuale di Progettazione Italferr [4]. In particolare vengono adottati i seguenti copriferri minimi:

- Impalcato: 50 mm;
- Pile: 50 mm;
- Soletta scala: 45 mm;
- Plinti di fondazione: 50 mm.

In termini di limiti di apertura delle fessure, alle prescrizioni normative presenti nelle NTC si sostituiscono quelle fornite dal documento RFI DTC SI PS MA IFS 001 F – 2.5.1.8.3.2.4 secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

L'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- $\delta f \leq w1$  per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4 del DM 17.01.2018), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta f \leq w2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

In definitiva, nel caso in esame, per l'impalcato, le pile e i plinti di fondazione si adotta il limite  $w_1$  in quanto l'impalcato e le pile ricadono in condizioni ambientali aggressive (classe XC4 + XS1) mentre i plinti di fondazioni sono a permanente contatto con il terreno.

## 5.2 CALCESTRUZZO PER L'IMPALCATO

Classe	C35/45	N/mm <sup>2</sup>	
$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	35	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	43	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica valore medio
$f_{ctm} = 0.38 f_{ck}^{(2/3)} =$	4.07	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	2.85	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica a trazione
$E_c =$	34077	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico
$\gamma =$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume

### Resistenze di progetto allo SLU

$\gamma_c =$	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c =$	19.8	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.9	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a trazione

### Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{c,r} = 0.55 f_{ck}$	19.25	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_{c,r} = 0.4 f_{ck}$	14	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione quasi permanente
$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	3.39	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite di fessurazione (trazione)

### 5.3 CALCESTRUZZO PER LE PILE E LE SCALE

Classe	C32/40	N/mm <sup>2</sup>	
R <sub>ck</sub> =	40	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica
f <sub>ck</sub> =	32	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	40	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica valore medio
f <sub>ctm</sub> = 0.38 f <sub>ck</sub> <sup>(2/3)</sup> =	3.02	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
f <sub>ctk</sub> = 0.7 f <sub>ctm</sub> =	2.12	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica a trazione
E <sub>c</sub> =	33346	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico
γ =	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume

#### Resistenze di progetto allo SLU

γ <sub>c</sub> =	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza SLU
f <sub>cd</sub> = 0.85 f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub> =	18.1	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>c</sub> =	1.4	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLE

σ <sub>c,r</sub> = 0.55 f <sub>ck</sub>	17.60	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
σ <sub>c,r</sub> = 0.4 f <sub>ck</sub>	12.8	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione quasi permanente
σ <sub>t</sub> = f <sub>ctm</sub> / 1.2	2.52	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite di fessurazione (trazione)

#### 5.4 CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI

Classe	C25/30	N/mm <sup>2</sup>	
R <sub>ck</sub> =	30	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cubica
f <sub>ck</sub> =	25	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica cilindrica
f <sub>cm</sub> = f <sub>ck</sub> + 8 =	33	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza cilindrica valore medio
f <sub>ctm</sub> = 0.38 f <sub>ck</sub> <sup>(2/3)</sup> =	3.25	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza media a trazione semplice (assiale)
f <sub>ctk</sub> = 0.7 f <sub>ctm</sub> =	2.27	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza caratteristica a trazione
E <sub>c</sub> =	31476	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico
γ =	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume

#### Resistenze di progetto allo SLU

γ <sub>c</sub> =	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza SLU
f <sub>cd</sub> = 0.85 f <sub>ck</sub> / γ <sub>c</sub> =	14.17	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione
f <sub>ctd</sub> = f <sub>ctk</sub> / γ <sub>c</sub> =	1.51	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a trazione

#### Resistenze di progetto allo SLE

σ <sub>c,r</sub> = 0.55 f <sub>ck</sub>	13.75	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione caratteristica (rara)
σ <sub>c,r</sub> = 0.4 f <sub>ck</sub>	10	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite in combinazione quasi permanente
σ <sub>t</sub> = f <sub>ctm</sub> / 1.2	2.71	N/mm <sup>2</sup>	Tensione limite di fessurazione (trazione)



## 5.5 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Acciaio per calcestruzzo armato B450C

$f_{y\ nom} = 450$  N/mm<sup>2</sup> Valore nominale della tensione di snervamento

$f_{t\ nom} = 540$  N/mm<sup>2</sup> Valore nominale della tensione a carico massimo

$f_{yk} = f_{y\ nom} = 450$  N/mm<sup>2</sup> Tensione caratteristica di snervamento

$E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup> Modulo elastico

### Resistenze di progetto allo SLU

$\gamma_s = 1.15$  Coefficiente parziale di sicurezza SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  N/mm<sup>2</sup> Resistenza di progetto a compressione

### Resistenze di progetto allo SLE

$\sigma_{s,r} = 0.75 f_{yk} = 337.5$  N/mm<sup>2</sup> Tensione limite in combinazione caratteristica (rara)

## 6 CALCOLO E VERIFICA DELL'IMPALCATO, DELLE PILE E DEI PLINTI

### 6.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel calcolo del sovrappasso pedonale la presenza delle scale viene considerata applicando al modello numerico le reazioni vincolari che queste esplicano sulla testa delle pile. Le reazioni vincolari vengono poi trasportate in corrispondenza del baricentro della pila per essere applicate all'elemento frame che modella la pila. Il braccio del momento di trasporto è pari alla distanza tra il punto in cui la scala esplica le reazioni vincolari ed il baricentro della pila, ed ha una lunghezza di 1.35 m (si veda la seguente figura).

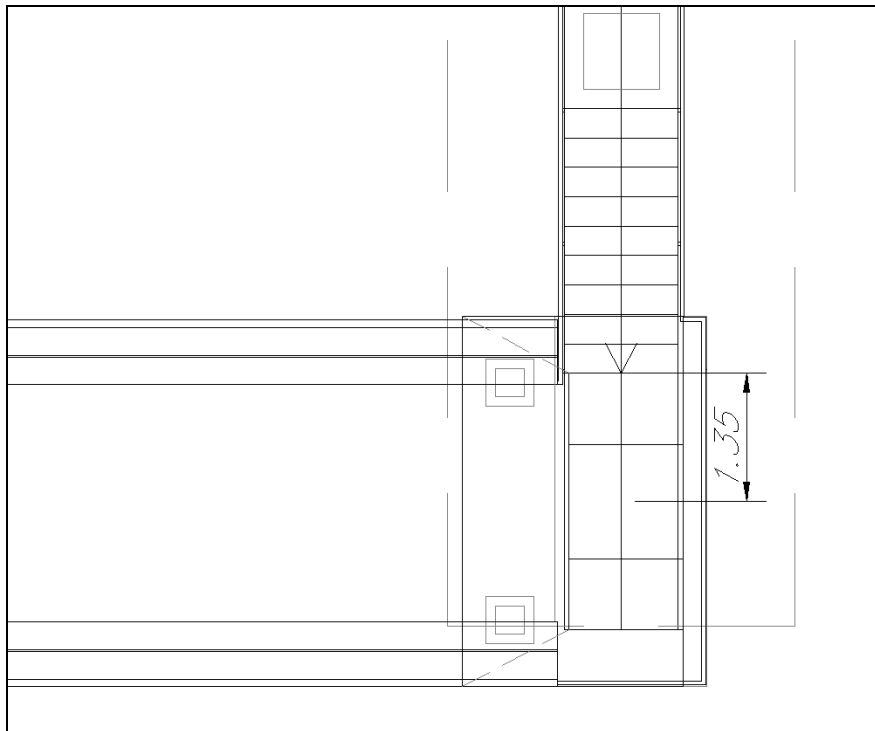


Figure 1: Braccio del momento di trasporto delle reazioni della scala.

#### 6.1.1 Carichi permanenti strutturali: G1

I carichi permanenti strutturali delle pile e dell'impalcato vengono calcolati direttamente dal programma Sap2000 tramite la funzione Self Weight Multiplier. Per l'impalcato si ha un carico distribuito costante dovuto al peso proprio pari a 67.65 kN/m, mentre per la pila il carico dovuto al peso proprio è triangolare ed il valore in corrispondenza dello spiccatto è pari a 268 kN/m.

Il carico delle rampe afferenti alle pile non è calcolato direttamente da Sap2000. La reazione verticale agente sulla testa delle pile dovuta al peso proprio delle scale è pari a 12 kN. L'eccentricità del carico è

pari a 1.35 m, quindi sulla testa delle pile agisce una forza verticale di 12 kN e un momento di  $12 \times 1.35 = 16$  kNm.

### 6.1.2 Carichi permanenti non strutturali: G2

Peso della pavimentazione = 2.5 kN/m<sup>2</sup>.

Peso del parapetto = 1.0 kN/m.

Peso barriere dell'impalcato = 1.0 kN/m.

Carichi sull'impalcato:

- Pavimentazione: la larghezza calpestabile è 2.5 m, dunque si ha  $2.5 \times 2.5 = 6.3$  kN/m;
- Barriere: 1.0 kN/m.

Carichi sulla pila:

- Pavimentazione della scala: la reazione verticale agente sulla testa delle pile dovuta alla pavimentazione delle scale è pari a 7.05 kN. L'eccentricità del carico è pari a 1.35 m, quindi sulla testa delle pile agisce una forza verticale di 7.05 kN e un momento di  $7.05 \times 1.35 = 9.5$  kNm;
- Pavimentazione sulla testa della pila: l'area calpestabile è pari a 5 m<sup>2</sup> quindi sulla testa delle pile si ha un carico di  $5 \times 2.5 = 12.5$  kN;
- Parapetto della scala: la reazione verticale agente sulla testa delle pile dovuta al parapetto delle scale è pari a 3.1 kN. L'eccentricità del carico è pari a 1.35 m, quindi sulla testa delle pile agisce una forza verticale di 3.1 kN e un momento di  $3.1 \times 1.35 = 4.2$  kNm;
- Parapetto sulla testa della pila: la lunghezza del parapetto sulla testa della pila è pari a 5.54 m quindi sulla testa delle pile si ha un carico di  $5.54 \times 1 = 5.54$  kN.
- Dente di calcestruzzo e baggioli sulla testa della pila: il volume è 2.8 m<sup>3</sup> quindi si ha una forza di  $2.8 \times 25 = 70$  kN.

### 6.1.3 Azioni verticali da traffico. Carichi verticali: Q1

Secondo il paragrafo 5.1.3.3.3 del DM 2018 [N2] si considera un carico da folla comprensivo degli effetti dinamici pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

Carichi sull'impalcato: la larghezza calpestabile è 2.5 m, dunque si ha  $5 \times 2.5 = 13 \text{ kN/m}$ ;

Carichi sulla pila:

- Folla sulla scala: la reazione verticale agente sulla testa delle pile dovuta alla folla presente sulle scale è pari a 9.3 kN. L'eccentricità del carico è pari a 1.35 m, quindi sulla testa delle pile agisce una forza verticale di 9.3 kN e un momento di  $9.3 \times 1.35 = 12.6 \text{ kNm}$ ;
- Folla sulla testa della pila: l'area calpestabile è pari a  $5 \text{ m}^2$  quindi sulla testa delle pile si ha un carico di  $5 \times 5 = 25 \text{ kN}$ .

#### 6.1.4 Azioni di neve e di vento: Q5

Per il calcolo dell'azione della neve e del vento si considera un'altitudine media di 13 metri sul livello del mare.

##### 6.1.4.1 Vento

Il calcolo dell'azione del vento è stato condotto secondo il paragrafo 3.3 del DM 2018 [N2].

Il coefficiente di forma (o di pressione)  $C_p$  è stato calcolato secondo il paragrafo C3.3.8.6.1 della Circolare [N3] considerando un coefficiente  $\varphi$  pari a 1.

$$\varphi = \frac{S_p}{S} \quad [\text{C3.3.7}]$$

la pressione totale si considera agente solo su  $S_p$  e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente  $c_p$ :

$$\begin{aligned}
 c_p &= 2 - \frac{4}{3} \varphi && \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3 \\
 c_p &= 1,6 && \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\
 c_p &= 2,4 - \varphi && \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1
 \end{aligned}
 \quad [\text{C3.3.8}]$$

Si riportano di seguito i principali parametri di calcolo.

**Tabella 1: Parametri di calcolo del vento.**

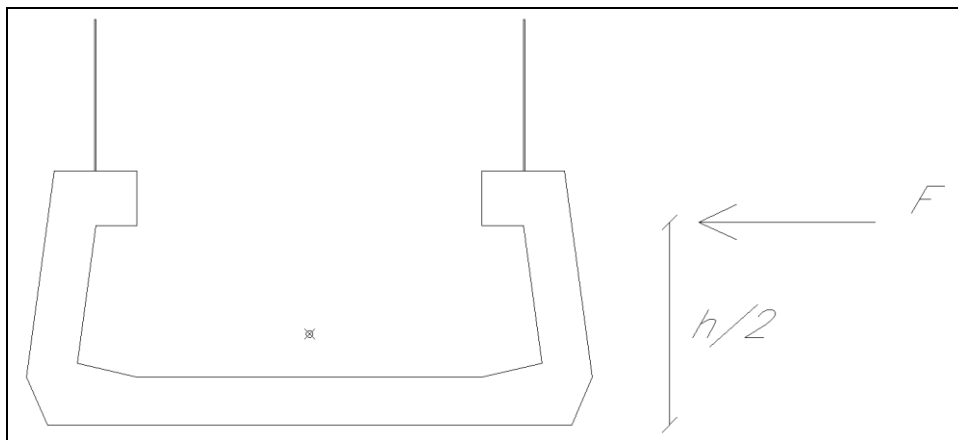
	Valore	U.M.
Altitudine s.l.m. ( $a_s$ )	13	m.s.l.m
Zona	3	-

Velocità base di riferimento al livello del mare ( $v_{b,0}$ )	27	m/s
Altezza di riferimento ( $a_0$ )	500	m
$k_s$	0.37	-
Coefficiente di altitudine ( $C_a$ )	1	-
Velocità base di riferimento ( $v_b$ )	27	m/s
Tempo di ritorno ( $T_R$ )	50	anni
Coefficiente di ritorno ( $C_r$ )	1	-
Velocità di riferimento ( $V_r$ )	27	m/s
Densità dell'aria ( $\rho$ )	1.25	kg/m <sup>3</sup>
Pressione cinetica di riferimento ( $q_r$ )	0.456	kN/m <sup>2</sup>
Categoria di esposizione del sito	II	-
$K_r$	0.19	-
$Z_0$	0.05	m
$Z_{min}$	4	m
Altezza della costruzione rispetto al suolo ( $z$ )	8	m
Coefficiente di topografia	1	m
Coefficiente di esposizione ( $z \geq Z_{min}$ ) ( $c_e$ )	2.2	-
Coefficiente di esposizione ( $z < Z_{min}$ ) ( $c_e$ )	1.8	-
Coefficiente di esposizione ( $c_e$ )	2.2	-
Coefficiente di forma (o di pressione) sopravento ( $C_{p+}$ )	1.4	-

Coefficiente di forma (o di pressione) sottovento ( $c_{p-}$ )	0	-
Coefficiente dinamico ( $c_d$ )	1	-
Pressione del vento sopravento ( $p_+$ )	1.41	kN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento sopravento ( $p_-$ )	0	kN/m <sup>2</sup>
Pressione del vento ( $p$ )	1.41	kN/m <sup>2</sup>

A favore di sicurezza viene considerata una pressione del vento pari a 2.5 kN/m<sup>2</sup>.

Carico sull'impalcato: la superficie su cui agisce la pressione del vento ha un'altezza  $h$  pari a 2.95 (1.85 impalcato + 1.1 parapetto) e quindi si ha un carico sull'impalcato pari a  $F = p \times h = 2.5 \times 2.95 = 7.4$  kN/m agente ad un'altezza pari a  $h/2$  dal lembo inferiore dell'impalcato (si veda la figura seguente).



**Figura 7: Carico dovuto al vento.**

Nel modello numerico l'impalcato è realizzato tramite degli elementi frame che hanno l'asse posizionato in corrispondenza della bordo superiore della trave di CAP (insertion point: top center). Dunque il carico applicato al frame è pari 7.4 kN/m mentre il momento di trasporto applicato al frame è pari a  $7.4 \times 0.38 = 2.8$  kNm, dove 0.38 m è la distanza tra la forza ed il lembo superiore della sezione di CAP.

Carico sulle pile: il carico agente sulle pile è  $2.5 \times 1.2 = 3$  kN/m.

#### 6.1.4.2 Neve

Il calcolo dell'azione della neve è stato condotto secondo il paragrafo 3.3 del DM 2018 [N2]. Si riportano di seguito i principali parametri di calcolo.

**Tabella 2 – Parametri di calcolo delle neve.**

	Valore	U.M.
Altitudine di riferimento	13	m.s.l.m.
Zona	II	-
Tempo di ritorno ( $T_R$ )	50	anni
$q_{sk}$	1.0	kN/m <sup>2</sup>
$q_s$	0.8	kN/m <sup>2</sup>

Carico sull'impalcato: l'impalcato ha una dimensione trasversale di 3.86 m e quindi si ha un carico verticale di  $3.86 \times 0.8 = 3$  kN/m.

Carico sulla testa delle pile:

- Neve sulla testa delle pile: l'area della testa della pila esposta alla neve ha un'estensione di 6 m<sup>2</sup>, quindi sulla testa delle pile si ha un carico di  $6 \times 0.8 = 4.8$  kN;
- Neve sulle scale: la reazione verticale agente sulla testa delle pile dovuta alla neve presente sulle scale è pari a 1.6 kN. L'eccentricità del carico è pari a 1.35 m, quindi sulla testa delle pile agisce una forza verticale di 1.6 kN e un momento di  $1.6 \times 1.35 = 2.16$  kNm.

#### 6.1.5 Azioni della temperatura: Q7

Le variazioni termiche sono calcolate in accordo con il capitolo 6 della UNI EN 1991-1-5 [N6]. Nelle seguenti tabelle sono mostrati i parametri di calcolo e i corrispondenti carichi termici.

**Tabella 3: Parametri di calcolo della temperatura.**

	Valore	U.M.

Tipo di impalcato	3a	-
Quota del suolo sul livello del mare	13	m.s.l.m.
T0	15	°C
Zona	3	-
Rivestimento	100	mm
Altezza impalcato	1.85	m
$\Delta T_{N,exp}$	15.1	°C
$\Delta T_{N,con}$	29.6	°C
$K_{sur,heat}$	0.7	-
$K_{sur,cool}$	1.0	-
$\Delta T_{M,heat}$	7	°C
$\Delta T_{M,cool}$	5	°C

**Tabella 4: Carichi termici.**

	<b>Valore</b>	<b>U.M.</b>
Variazione termica uniforme positiva $\Delta T_{u+}$	29.6	°C
Variazione termica uniforme negativa $\Delta T_{u-}$	-15.1	°C
Variazione termica differenziale verticale positiva $\Delta T_{h+}$	3.78	°C/m
Variazione termica differenziale verticale negativa $\Delta T_{h-}$	-2.7	°C/m



N.B.: La variazione termica uniforme positiva corrisponde ad un'espansione mentre quella negativa corrisponde ad una contrazione. Variazione termica differenziale verticale positiva significa che la parte superiore dell'impalcato è più calda di quella inferiore, viceversa termica differenziale verticale negativa significa che la parte inferiore è più calda della parte superiore.

I carichi termici riportati nella tabella precedente vengono combinati secondo quanto prescritto dal paragrafo 6.1.5 della UNI EN 1991-1-5 [N6]; si hanno le seguenti combinazioni delle quali si considera l'involuppo.

$$\text{Combinazione 1} = \omega_N \Delta T_{N,exp} + \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Combinazione 2} = \omega_N \Delta T_{N,exp} + \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Combinazione 3} = \omega_N \Delta T_{N,con} + \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Combinazione 4} = \omega_N \Delta T_{N,con} + \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Combinazione 5} = \Delta T_{N,exp} + \omega_M \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Combinazione 6} = \Delta T_{N,exp} + \omega_M \Delta T_{M,cool}$$

$$\text{Combinazione 7} = \Delta T_{N,con} + \omega_M \Delta T_{M,heat}$$

$$\text{Combinazione 8} = \Delta T_{N,con} + \omega_M \Delta T_{M,cool}$$

dove

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_N = 0.75$$

### 6.1.6 Resistenze passive dei vincoli: Q9

Le forze in direzione longitudinale dovute agli effetti dell'attrito degli appoggi scorrevoli delle pile sono valutati con la seguente relazione

$$F_h = f(V_G + V_Q)$$

dove  $V_G$  sono le reazioni verticali dovute a carichi permanenti mentre  $V_Q$  sono quelle dovute a carichi accidentali ed  $f$  è il coefficiente di attrito pari al 3%.

### 6.1.7 Azioni sismiche: E

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 [2] e relativa circolare applicativa [3]. Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  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.

Nei paragrafi seguenti è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica per la zona sismica di riferimento in cui ricade l'opera.

#### 6.1.7.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

In accordo con il paragrafo 2.4 di [2] per l'opera in oggetto si considera una vita nominale  $V_N = 75$  anni.

#### 6.1.7.2 Classe d'uso

Secondo il paragrafo 2.4 di [2], con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'opera in oggetto si considera una classe d'uso III è associato un coefficiente d'uso pari a **Cu = 1.5**.

### 6.1.7.3 Periodo di riferimento

I parametri di pericolosità sismica vengono valutati in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  calcolato come

$$V_R = V_N Cu = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ anni.}$$

### 6.1.7.4 Periodi di ritorno

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$ , i periodi di ritorno si ottengono dall'espressione

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

dove la probabilità di superamento  $P_{V_R}$  è fornita da [2] nella tabella 3.2.I

**Tabella 5: Tempi di ritorno al variare dello stato limite.**

	<b>STATO LIMITE</b>	<b>Probabilità di superamento <math>P_{VR}</math></b>	<b>Periodo di ritorno [anni]</b>
SLE	SLO – Stato Limite di Operatività	81 %	68
	SLD – Stato Limite di Danno	63%	113
SLU	SLV – Stato Limite di Salvaguardia della Vita	10%	1068
	SLC – Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%	2193

Il periodo  $T_R$  in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a  $T_R = 1068$  anni.

#### **6.1.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

##### Categorie di Sottosuolo

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. Nel caso in esame si ha una **categoria di sottosuolo di tipo E**.

##### Categoria topografica

Si considera una **categoria topografica di tipo T1**.

##### Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore dei coefficienti  $S = S_S \cdot S_T$  e di  $C_C$  in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle Tabelle che sono riportate di seguito:

**Tabella 6: Tabella delle espressioni di  $S_s$  e  $C_c$** 
**Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$** 

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
<b>A</b>	1,00	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 7: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 
**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il parametro  $S_s$  assume il valore 1.6, mentre il parametro  $S_T$  assume il valore 1, dunque si ha  $S = S_s \times S_T = 1.6$ . Il parametro  $C_c$  assume il valore 1.485.

#### 6.1.7.6 Parametri sismici di calcolo e spettro di risposta

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, le coordinate per il sito in esame sono

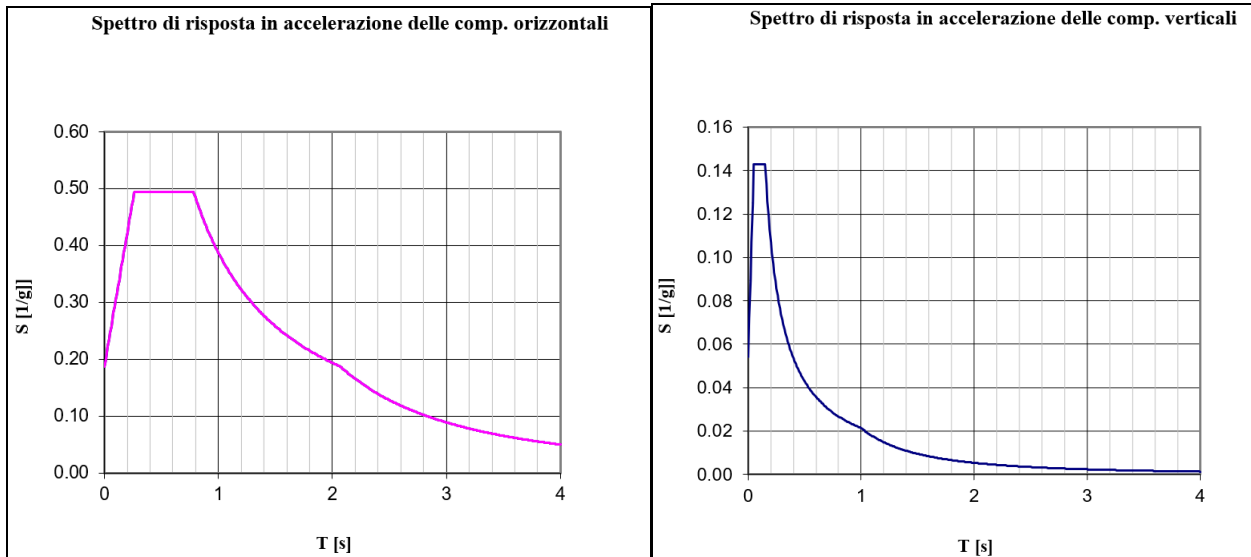
	Gradi decimali
Latitudine	41.172042
Longitudine	16.702512

I parametri dello spettro di risposta sismica ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) sono riportati nella seguente tabella,

Terr. Tipo	E			
Cat. Topog.	1			
$\xi$	5%			
$\eta$	1			
$a_{g0}$	0.117 g			
$F_0$	2.635			
$T_c^*$	0.528 s			
$\gamma_I$	1			
$a_g$	0.117 g			
$q$	1			
$\beta$	0.2		<b>S<sub>s</sub></b>	<b>S<sub>t</sub></b>
			1.600	1.000
<b>Cc</b>	<b>S</b>	<b>TB</b>	<b>TC</b>	<b>TD</b>
1.485	1.600	0.261	0.784	2.069

in cui

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima del terreno al piano campagna, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $S$  è il coefficiente che contempla l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).



**Figura 8: Spettri di risposta (componente orizzontale e verticale)**

NB:

Le azioni sismiche non sono dimensionanti ai fini delle verifiche dell'impalcato. Sono invece importanti per le verifiche delle pile e delle fondazioni.

In considerazione della notevole rigidezza longitudinale delle pile e non sviluppando in questa fase indagini che tengano conto dell'interazione fondazione-terreno, a favore di sicurezza non si terrà conto del ramo ascendente della parte iniziale dello spettro assumendo anche per valori di periodo  $T < T_B$  il valore di plateau.

Si considera un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

#### **6.1.7.7 Riepilogo dei parametri di pericolosità sismica**

Nella seguente tabella sono riassunti i parametri utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

Vita nominale $V_N$	75	anni
Classe d'uso	III	-
Coefficiente d'uso	1.5	-
Periodo di riferimento $V_R$	112.5	anni

Tempo di ritorno per SLV - $T_R$	1068	anni
Categoria di sottosuolo	E	-
Categoria topografica	T1	-
$S_S$	1.6	-
$S_T$	1	-
$S$	1.6	-
$C_C$	1.485	-
Latitudine	41.172042	Gradi decimali
Longitudine	16.702512	Gradi decimali
$a_g$	0.117	1/g
$F_0$	2.635	-
$T_C^*$	0.528	s
Fattore di struttura q	1	-

### 6.1.8 Viscosità e Ritiro

Poiché lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata l'impalcato è libero di deformarsi longitudinalmente e dunque gli effetti del ritiro e della viscosità non inducono nessuna sollecitazione.

### 6.1.9 Combinazioni

Le combinazioni dei carichi considerate sono mostrate nelle seguenti tabelle.



IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	33 di 85

Var. Principale	Folla Sfav.	Folla Fav.	Vento Sfav.	Vento Fav.	Neve Sfav.	Neve Fav.	Termica Sfav.	Termica Fav.
Gruppi	1;3	1;3	1;3	1;3	1;3	1;3	1;3	1;3
	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓

SLU								
G1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1
G2	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1
Q (folla)	1.45	1.45	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16
Vento	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	0.9
Neve	0	0	0	0	1.5	1.5	0	0
Termica	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5
AttritoG1	1.35	1	1.35	1	1.35	1	1.35	1
AttritoG2	1.5	1	1.5	1	1.5	1	1.5	1
AttritoQ	1.45	1.45	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16	1.16

SLE quasi permanente	
G1	1
G2	1
Q (folla)	0
Vento	0
Neve	0
Termica	0.5
AttritoG1	1
AttritoG2	1
AttritoQ	0

SLE rara								
G1	1		1		1		1	
G2	1		1		1		1	
Q (folla)	1		0.8		0.8		0.8	
Vento	0.6		1		0.6		0.6	
Neve	0		0		1		0	
Termica	0.6		0.6		0.6		1	
AttritoG1	1		1		1		1	
AttritoG2	1		1		1		1	
AttritoQ	1		0.8		0.8		0.8	

SLV		
Ex+0.3Ey+0.3Ez	1	0
0.3Ex+Ey+0.3Ez	0	1
G1	1	1
G2	1	1
Q (folla)	0	0
Vento	0	0
Neve	0	0
Termica	0.5	0.5
AttritoG1	1	1
AttritoG2	1	1
AttritoQ	0	0

SLE frequente								
G1	1		1		1		1	
G2	1		1		1		1	
Q (folla)	0.8		0		0		0	
Vento	0		0.5		0		0	
Neve	0		0		0		0	
Termica	0.5		0.5		0.5		0.6	
AttritoG1	1		1		1		1	
AttritoG2	1		1		1		1	
AttritoQ	0.8		0		0		0	



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	34 di 85

## 6.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

### 6.2.1 Descrizione del modello numerico

Le sollecitazioni sono state calcolate con il programma di calcolo strutturale Sap200. Il modello numerico del sovrappasso pedonale è realizzato con elementi *frame*.

Le pile e l'impalcato sono descritte da elementi *frame* che rappresentano la fibra baricentrica.

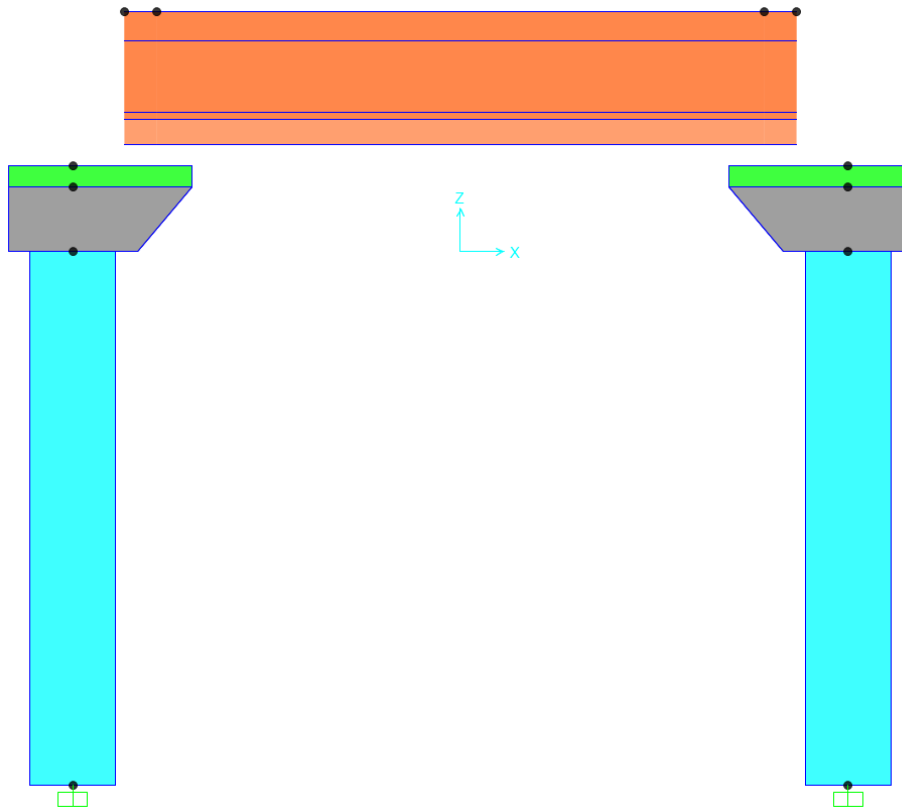
Il pulvino è descritto da elementi *frame* a sezione variabile; tramite la funzione *insertion poin* è possibile assegnare un *offset* per ottenere l'andamento rettilineo del bordo esterno del pulvino.

La fondazione diretta viene descritta da vincoli (*restraints*) di incastro in corrispondenza delle sezioni di spiccato delle pile.

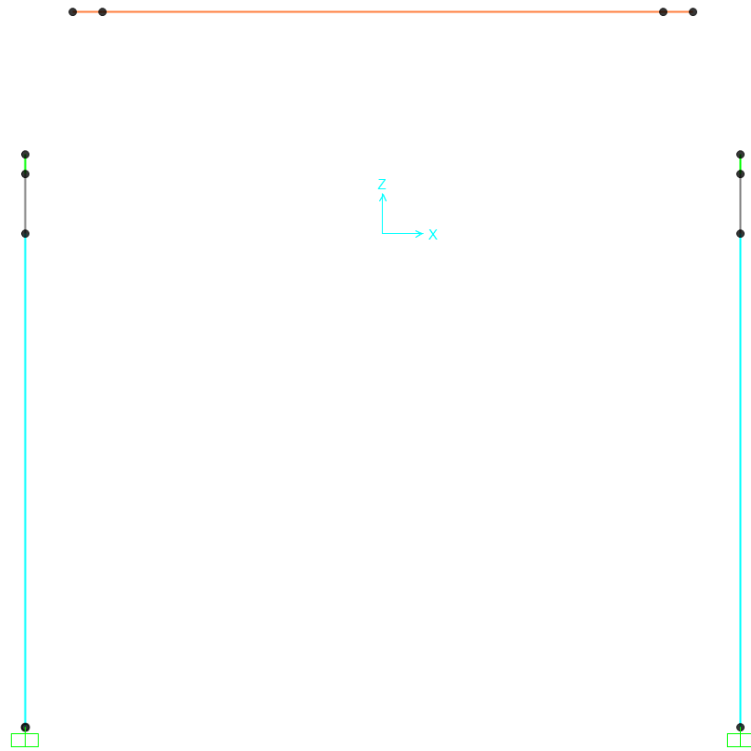
L'impalcato è collegato al pulvino tramite dei bracci rigidi opportunamente svincolati (funzione *Releases/Partial Fixity*) per descrivere lo schema di vincolo offerto dagli apparecchi di appoggio.

La *mass source* considerata per le analisi sismiche tiene conto dei carichi G1, G2 e Q, comprensivi della porzione di scala afferente alla zona di influenza delle pile.

Si riportano di seguito le immagini del modello ed le caratteristiche geometriche delle sezioni degli elementi *frame* (*frame section*).



**Figura 9: Vista longitudinale estrusa del modello numerico del sovrappasso pedonale.**



**Figura 10: Vista longitudinale del modello numerico del sovrappasso pedonale.**

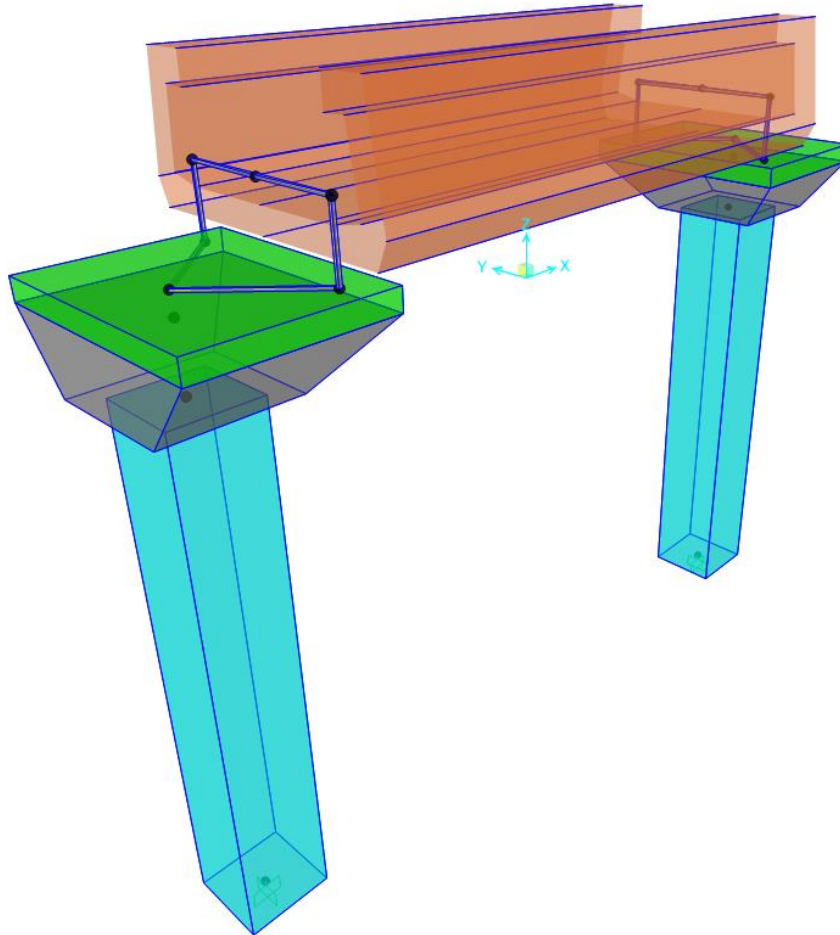
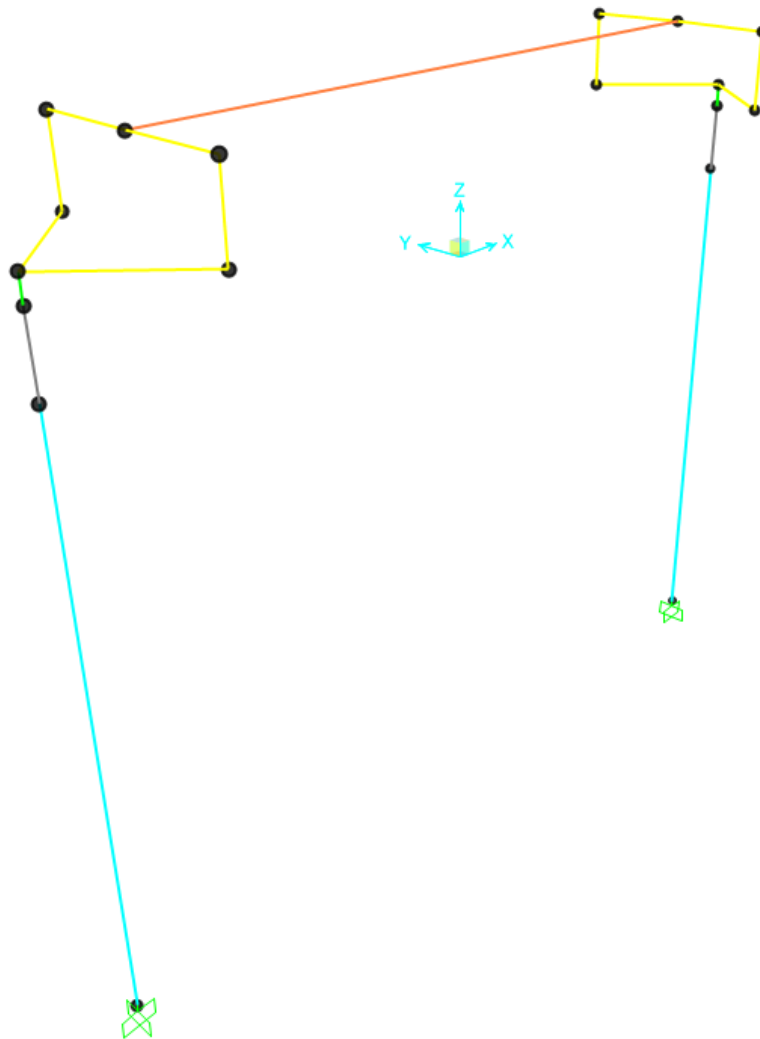
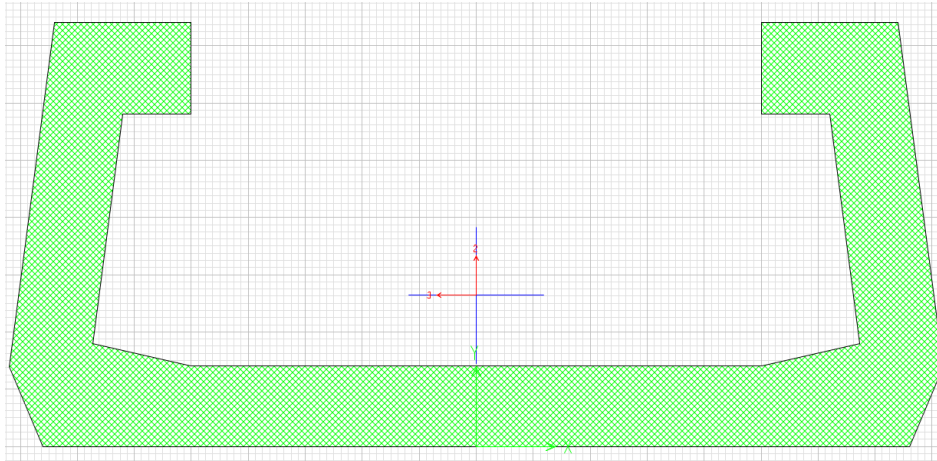


Figura 11: Vista assometrica estrusa del modello numerico del sovrappasso pedonale.



**Figura 12: Vista assonometrica del modello numerico del sovrappasso pedonale.**



**Figura 13: Sezione trasversale dell'impalcato.**

Section Name		SezImpalcato	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	2.706	Section modulus about 3 axis (top)	0.806
Moment of Inertia about 3 axis	0.9589	Section modulus about 3 axis (bottom)	1.4511
Moment of Inertia about 2 axis	5.6778	Section modulus about 2 axis (left)	2.7696
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	2.7696
Torsional constant	0.1213	Warping Constant (Cw)	N/C
Shear area in 2 direction	1.301	Plastic modulus about 3 axis	1.3186
Shear area in 3 direction	1.4123	Plastic modulus about 2 axis	3.6182
CG offset in 3 direction	1.332E-15	Radius of Gyration about 3 axis	0.5953
CG offset in 2 direction	-0.2644	Radius of Gyration about 2 axis	1.4485
Shear Center Offset (x3)*	N/C		
Shear Center Offset (x2)*	N/C		

\* Value is not used in analysis

**Figura 14: Proprietà geometriche della sezione trasversale dell'impalcato.**

Section Name		SezFustoPila	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	1.44	Section modulus about 3 axis (top)	0.288
Moment of Inertia about 3 axis	0.1728	Section modulus about 3 axis (bottom)	0.288
Moment of Inertia about 2 axis	0.1728	Section modulus about 2 axis (left)	0.288
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	0.288
Torsional constant	0.292	Warping Constant (Cw)	0.
Shear area in 2 direction	1.2	Plastic modulus about 3 axis	0.432
Shear area in 3 direction	1.2	Plastic modulus about 2 axis	0.432
CG offset in 3 direction	0.	Radius of Gyration about 3 axis	0.3464
CG offset in 2 direction	0.	Radius of Gyration about 2 axis	0.3464
Shear Center Offset (x3)*	0.		
Shear Center Offset (x2)*	0.	* Value is not used in analysis	

**Figura 15: Proprietà geometriche della sezione trasversale del fusto della pila.**

Section Name		SezBasePulvino	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	3.24	Section modulus about 3 axis (top)	0.972
Moment of Inertia about 3 axis	0.8748	Section modulus about 3 axis (bottom)	0.972
Moment of Inertia about 2 axis	0.8748	Section modulus about 2 axis (left)	0.972
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	0.972
Torsional constant	1.4784	Warping Constant (Cw)	0.
Shear area in 2 direction	2.7	Plastic modulus about 3 axis	1.458
Shear area in 3 direction	2.7	Plastic modulus about 2 axis	1.458
CG offset in 3 direction	0.	Radius of Gyration about 3 axis	0.5196
CG offset in 2 direction	0.	Radius of Gyration about 2 axis	0.5196
Shear Center Offset (x3)*	0.		
Shear Center Offset (x2)*	0.	* Value is not used in analysis	

**Figura 16: Proprietà geometriche della sezione trasversale della base del pulvino.**



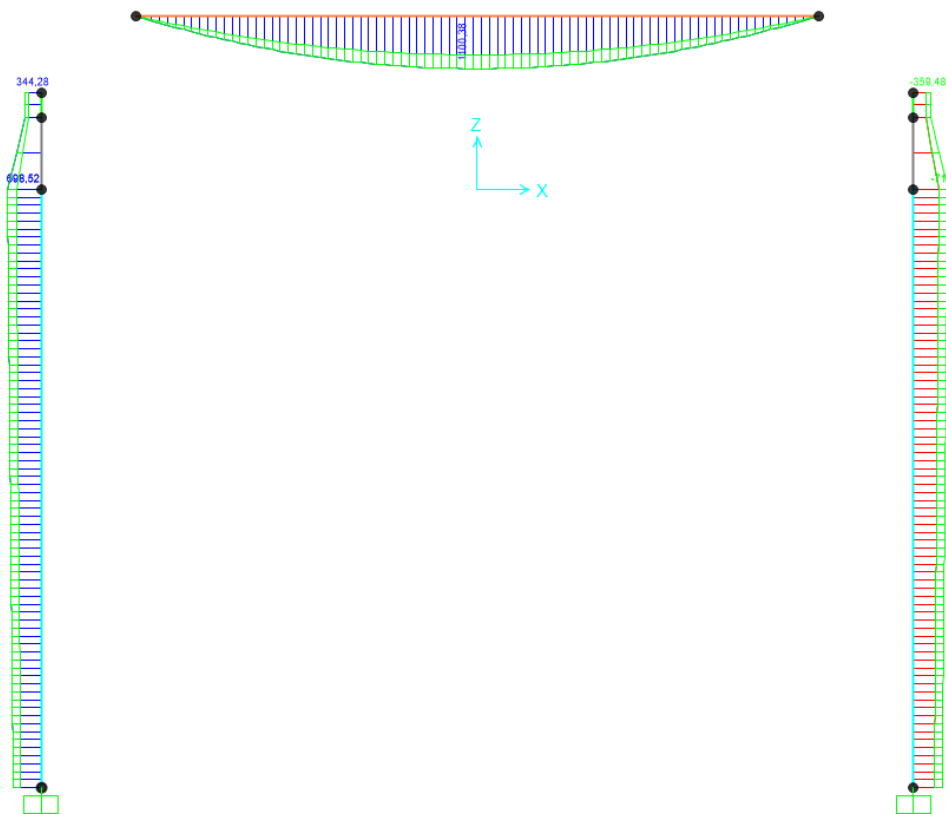
Section Name		SezTestaPulvino	
<b>Properties</b>			
Cross-section (axial) area	8.5838	Section modulus about 3 axis (top)	3.6767
Moment of Inertia about 3 axis	4.7246	Section modulus about 3 axis (bottom)	3.6767
Moment of Inertia about 2 axis	7.9798	Section modulus about 2 axis (left)	4.7783
Product of Inertia about 2-3	0.	Section modulus about 2 axis (right)	4.7783
Torsional constant	10.0048	Warping Constant (Cw)	0.
Shear area in 2 direction	7.1532	Plastic modulus about 3 axis	5.5151
Shear area in 3 direction	7.1532	Plastic modulus about 2 axis	7.1675
CG offset in 3 direction	0.	Radius of Gyration about 3 axis	0.7419
CG offset in 2 direction	0.	Radius of Gyration about 2 axis	0.9642
Shear Center Offset (x3)*	0.		
Shear Center Offset (x2)*	0.		
		* Value is not used in analysis	

**Figura 17: Proprietà geometriche della sezione trasversale della testa del pulvino.**

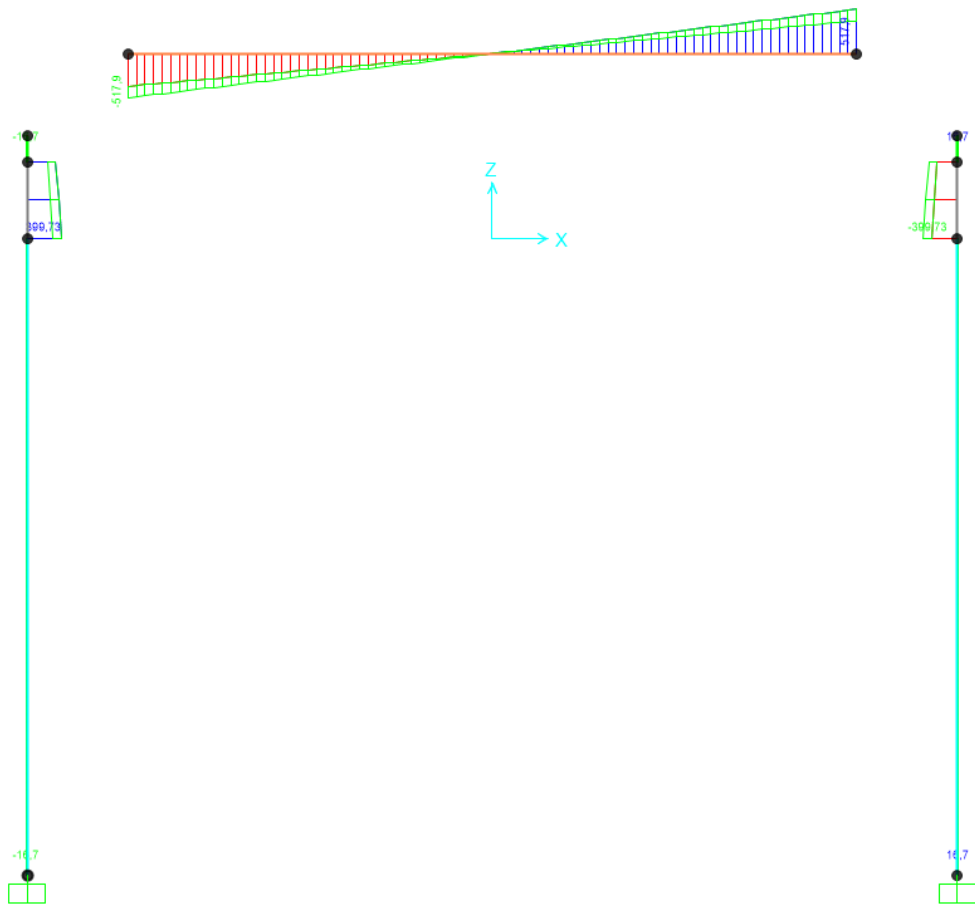
## 6.2.2 Sollecitazioni utilizzate nelle verifiche

Di seguito sono riportati i diagrammi delle sollecitazioni di momento, taglio e forza normale degli involuipi delle combinazioni SLU, SLV ed SLE rara, frequente e quasi permanente.

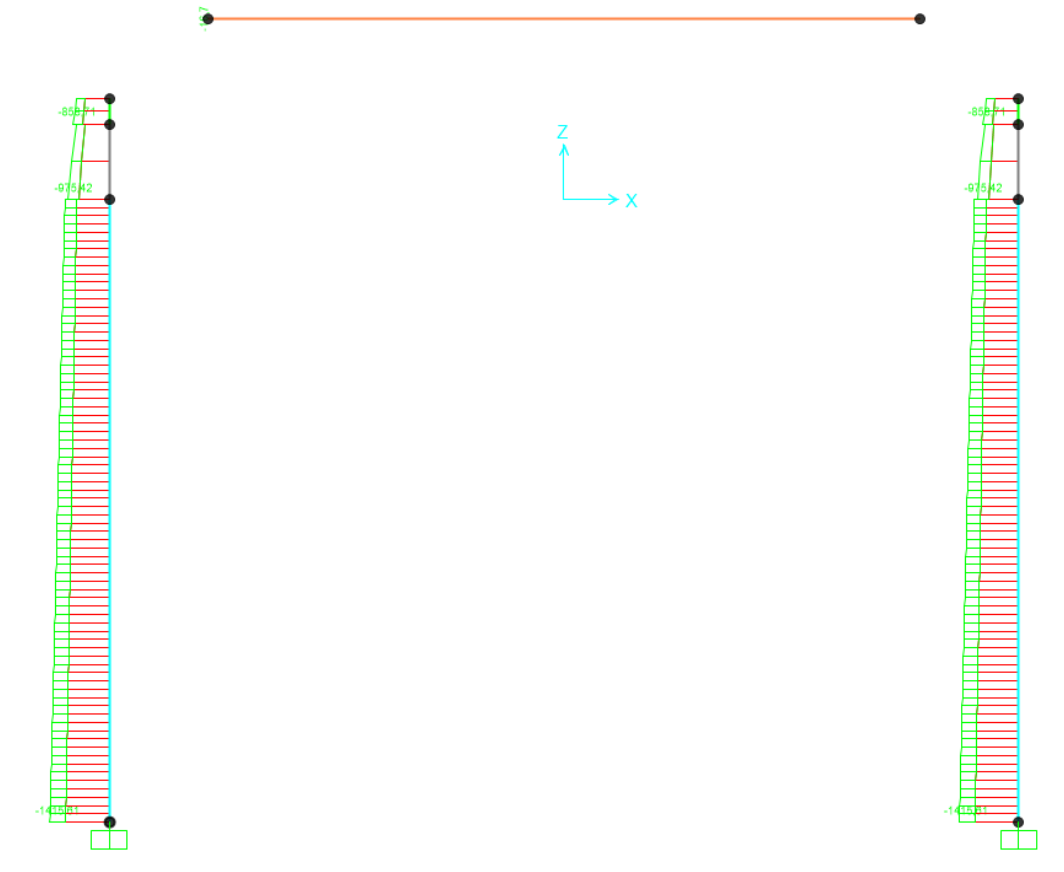
### Momento – SLU



Taglio – SLU



Forza Normale – SLU





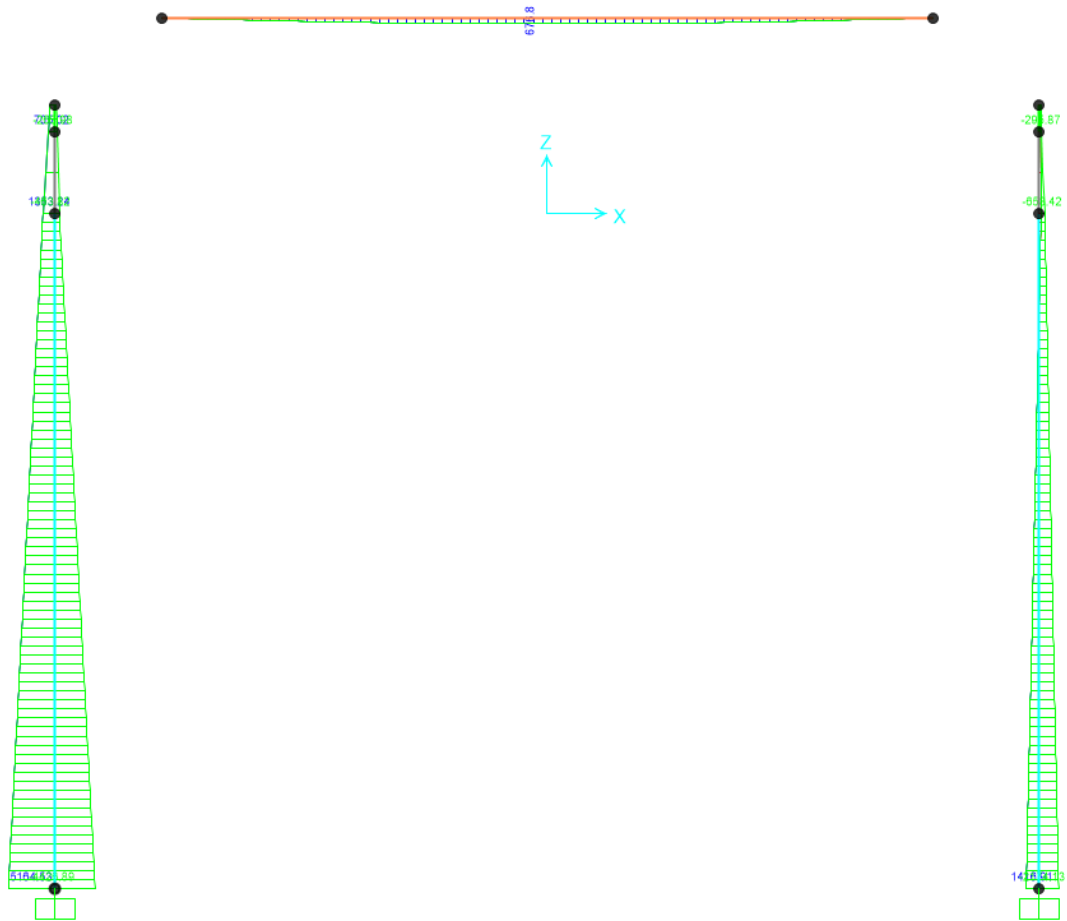
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	45 di 85

Momento – SLV





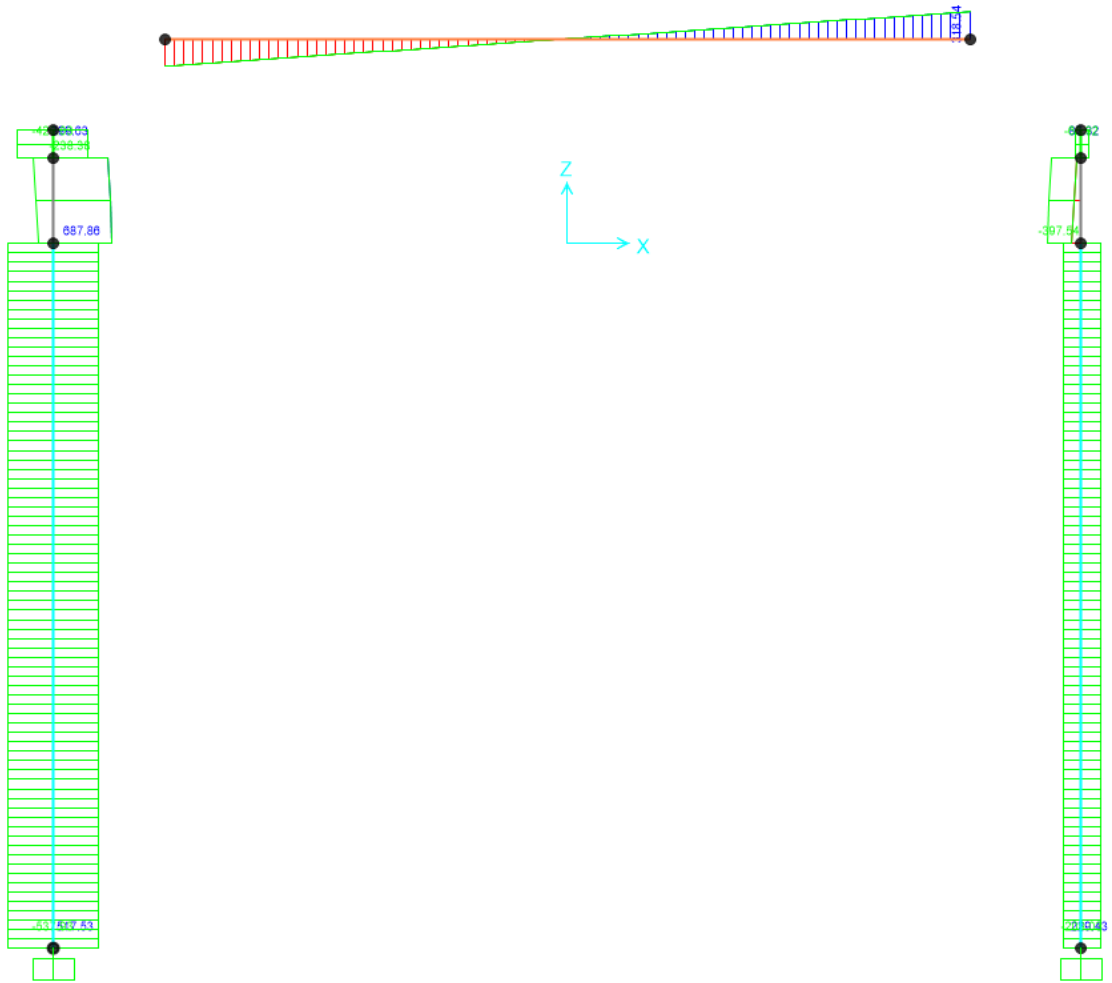
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	46 di 85

Taglio – SLV





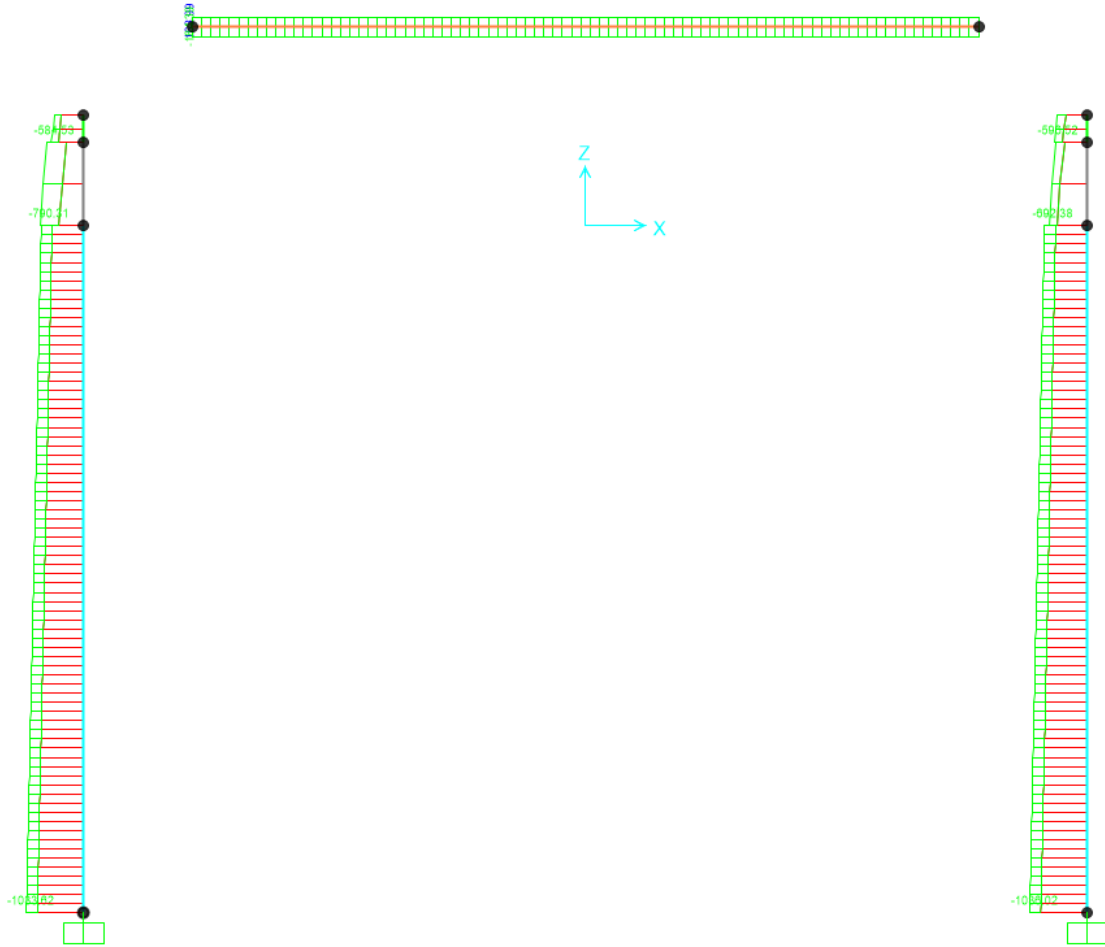
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

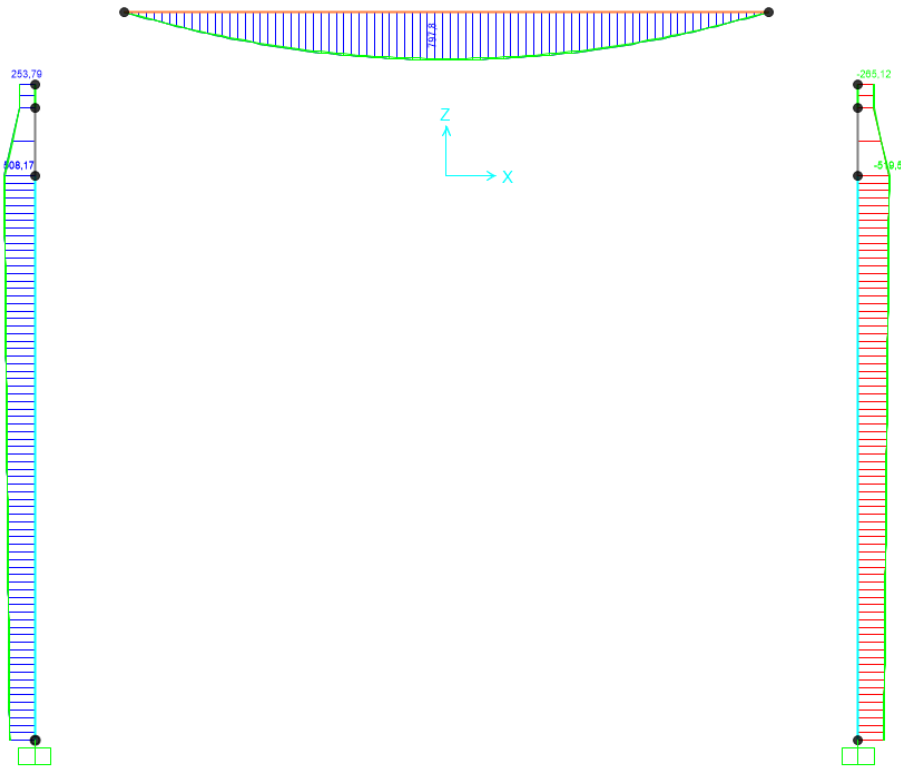
IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	47 di 85

Forza Normale – SLV



Momento – SLErara







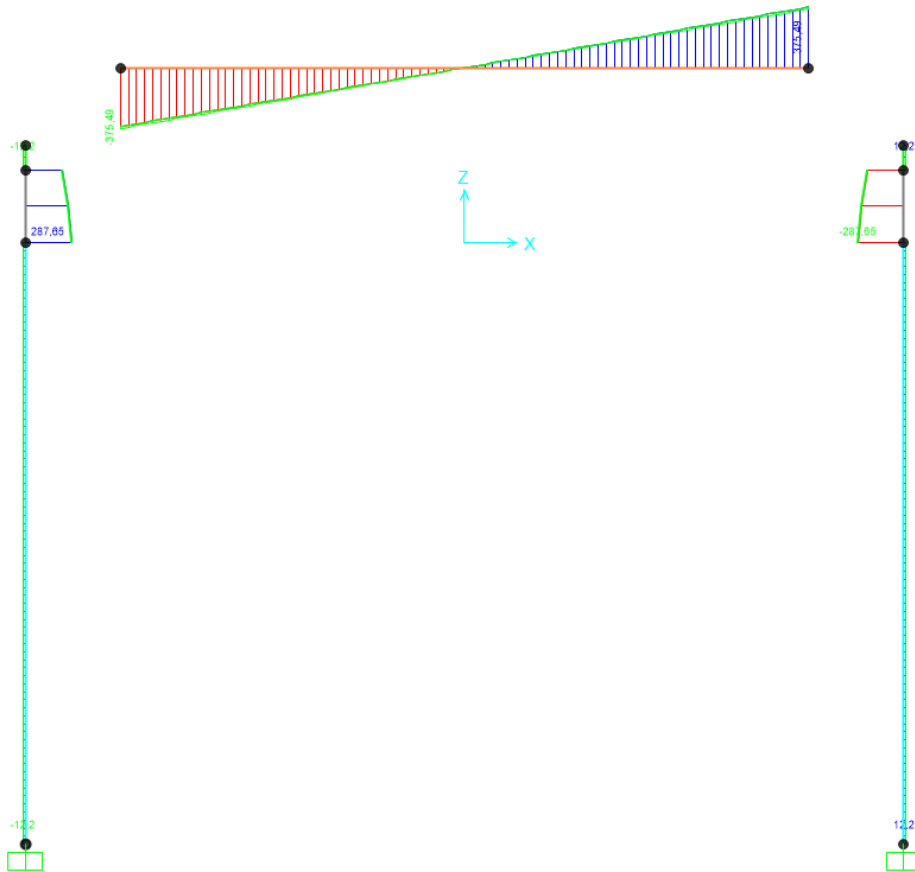
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	49 di 85

Taglio – SLErara





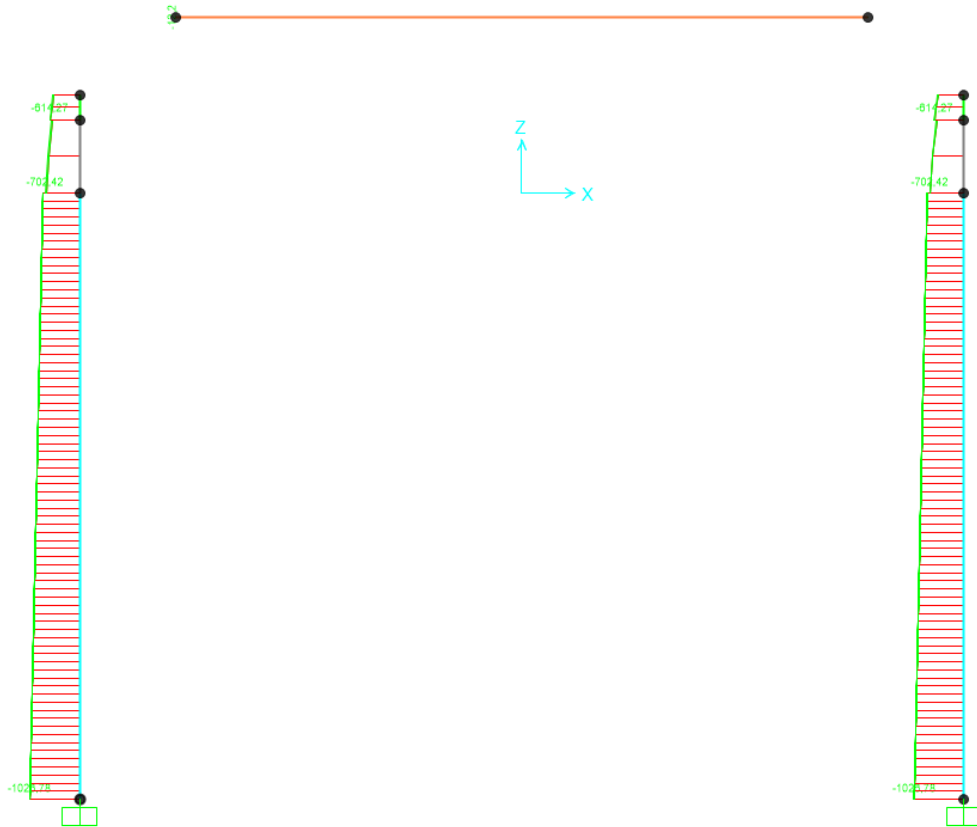
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

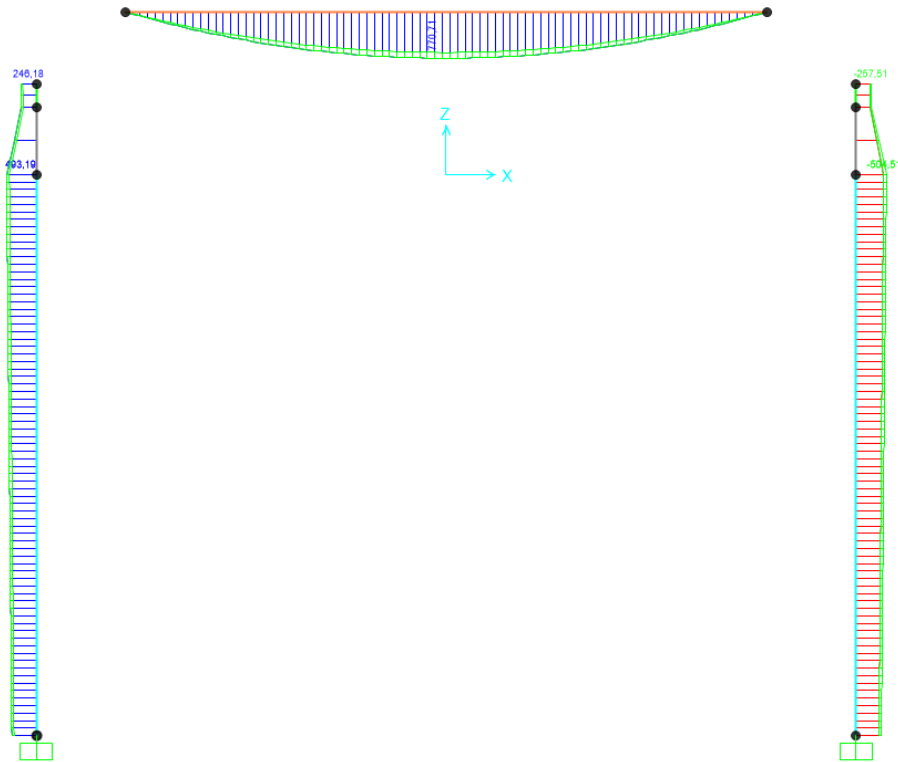
IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	50 di 85

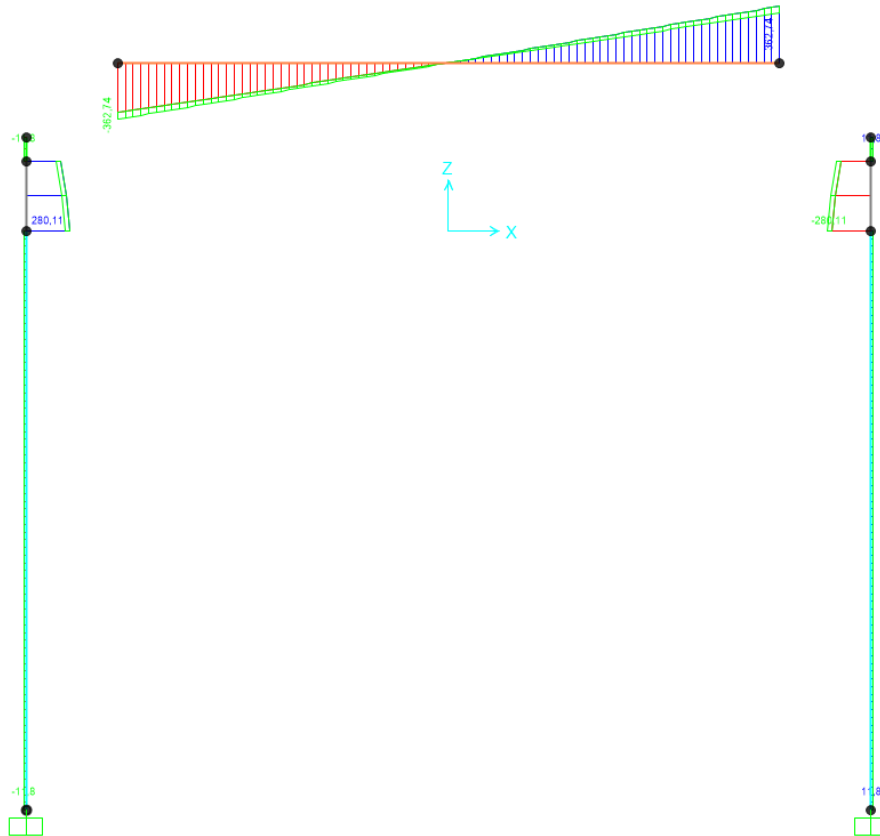
Forza Normale – SLErara



Momento – SLEfreq



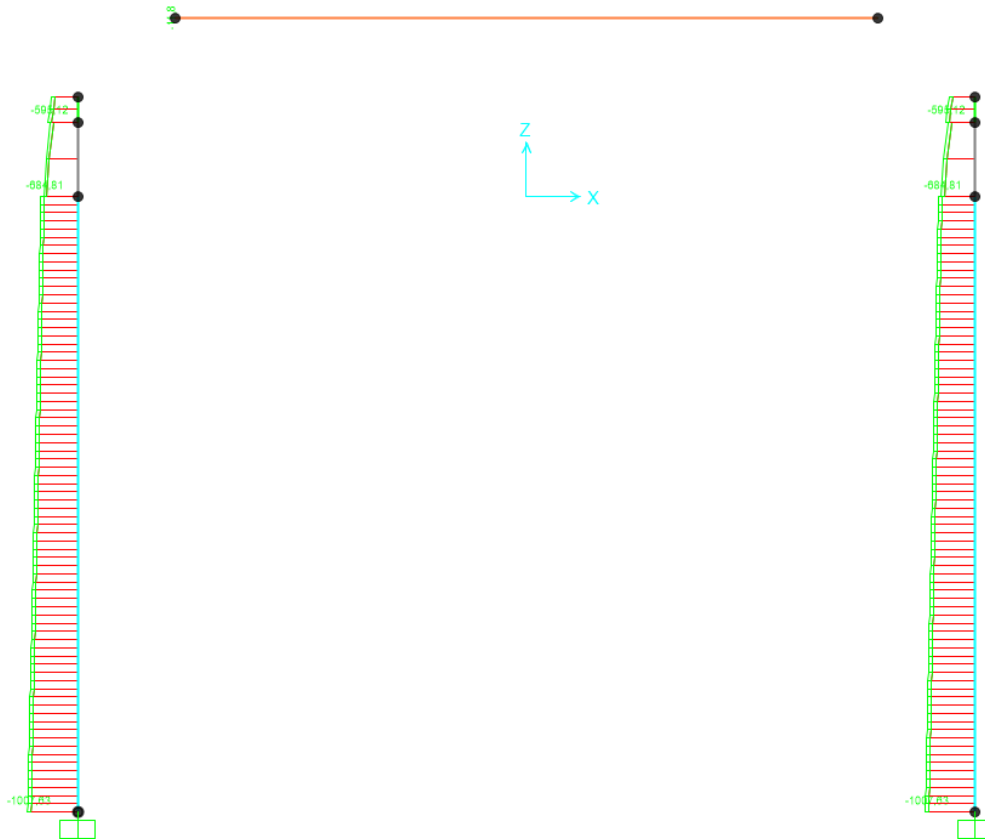
Taglio – SLEfreq



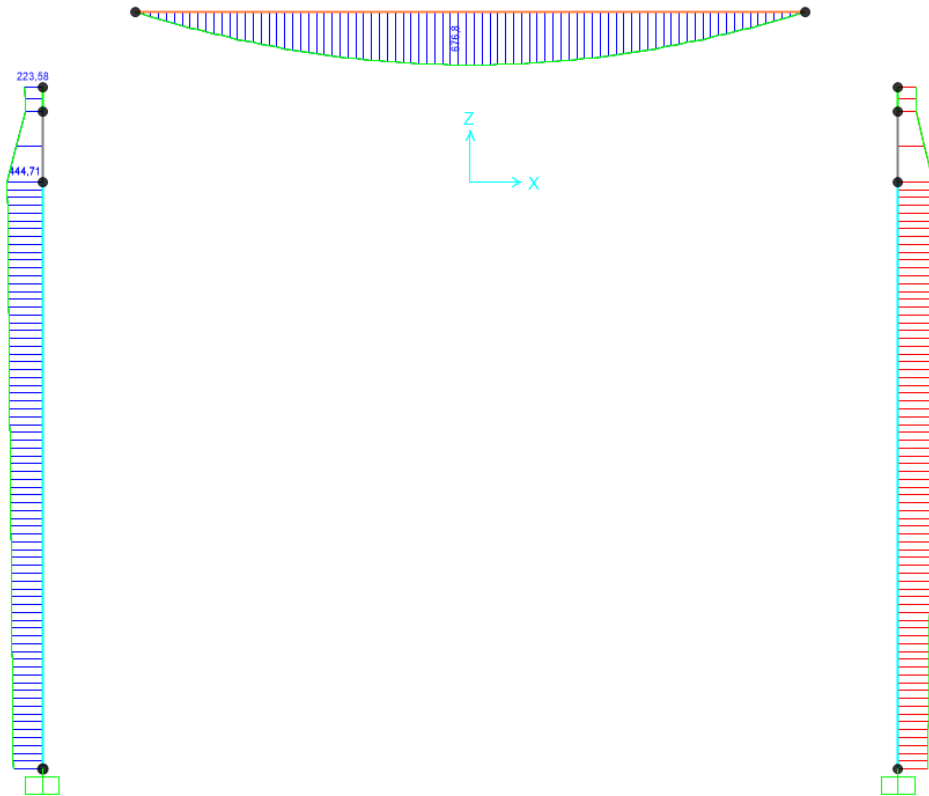
IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	53 di 85

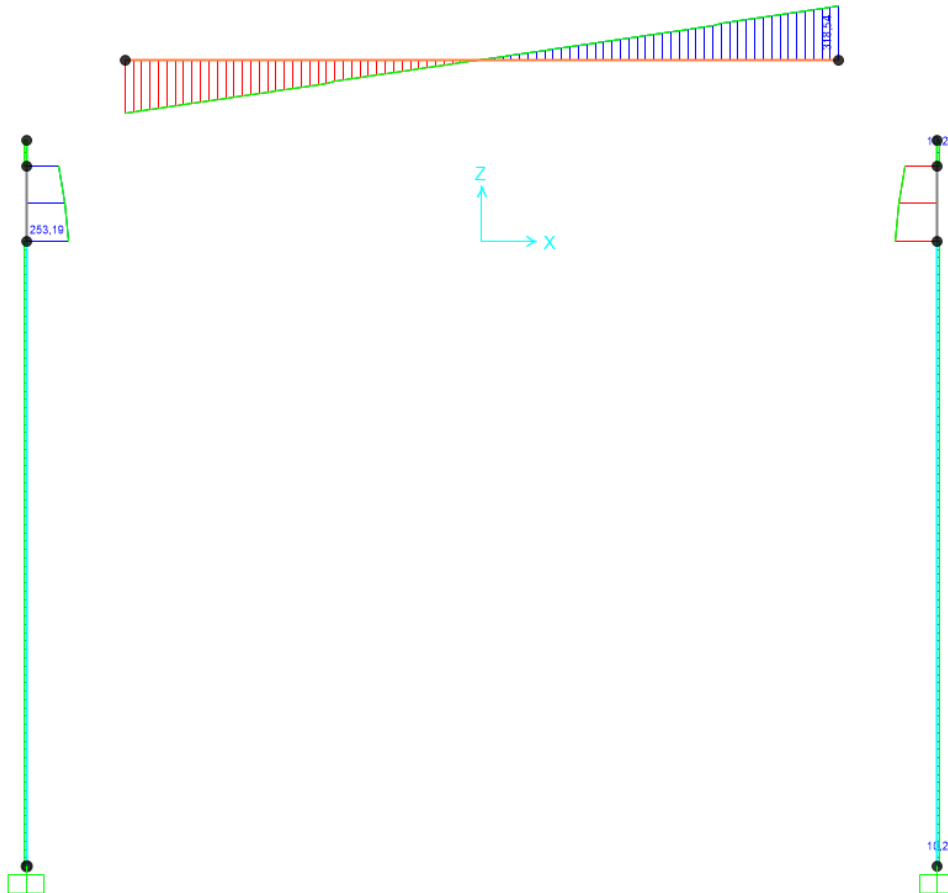
Forza Normale – SLEfreq



Momento – SLEqp



Taglio – SLEq





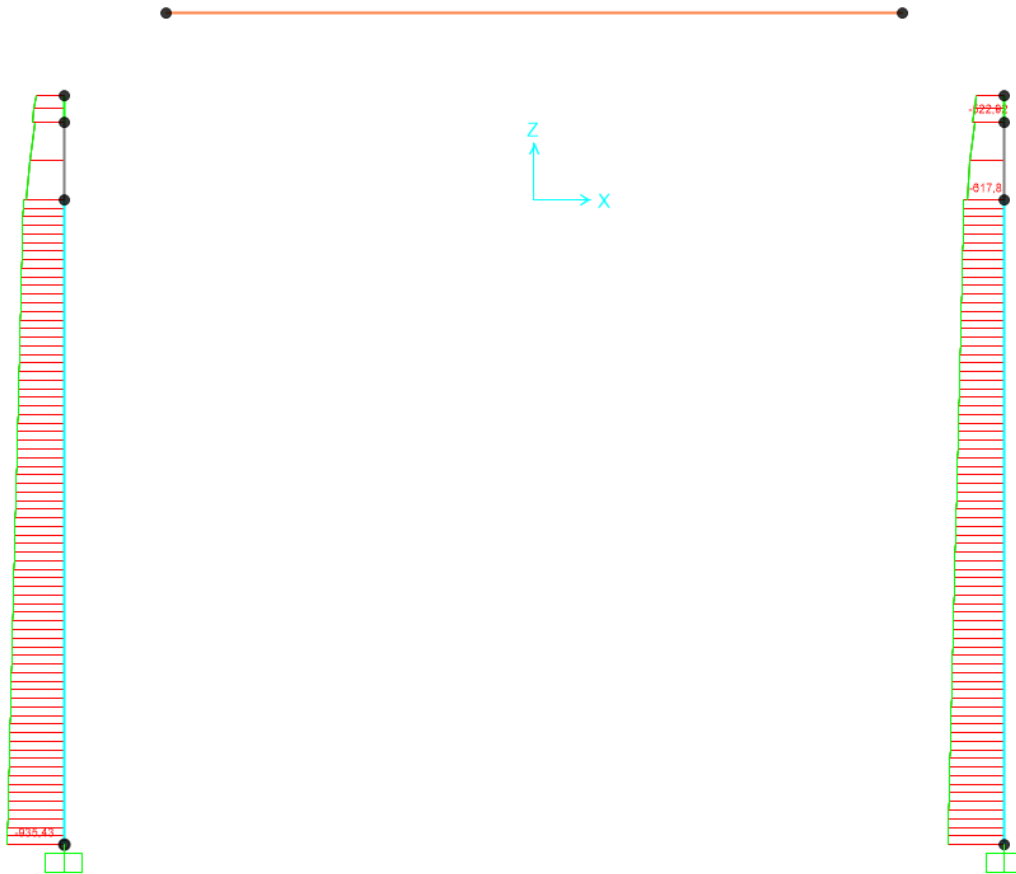
NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	56 di 85

Forza Normale – SLEqp





### 6.2.3 Reazioni degli apparecchi di appoggio ed escursione dei giunti

Lo schema appoggi per l'impalcato è riportato nella figura seguente:

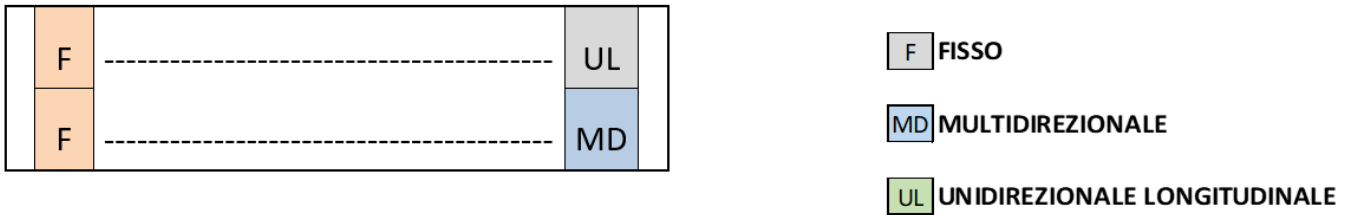


Figura 18: Schema appoggi.

### 6.2.3.1 Reazioni degli apparecchi di appoggio

Nella seguente tabella sono riportati le reazioni degli apparecchi di appoggio.

	Combinazioni	Reazioni degli apparecchi di appoggio		
		N <sub>max</sub> [kN]	T <sub>L</sub> [kN]	T <sub>T</sub> [kN]
FISSO	SLU	304	-	35
	SLE	219	-	23
	SLV Prev. Long.	197	174	35
	SLV Prev. Trasv.	230	52	116
	SLV Prev. Vert.	215	52	35
UNIDIREZIONALE	SLU	304	-	35
	SLE	219	-	23
	SLV Prev. Long.	197	-	35
	SLV Prev. Trasv.	230	-	116
	SLV Prev. Vert.	215	-	35
MULTIDIREZIONALE	SLU	304	-	-
	SLE	219	-	-
	SLV Prev. Long.	197	-	-
	SLV Prev. Trasv.	230	-	-
	SLV Prev. Vert.	215	-	-

L =	9.4	m
G1+G2 =	705	kN
Q =	150	kN
S <sub>e,orizz(ξ=5%; plateau)</sub> =	0.494	-
S <sub>e,vert(ξ=5%; plateau)</sub> =	0.143	-
n° appoggi fissi long =	2	-
n° appoggi fissi trasv =	2&1	-
n° appoggi tot =	4	-

### 6.2.3.2 Escursione dei giunti, corsa degli apparecchi di appoggio, varchi

Lo spostamento orizzontale massimo è valutato in accordo alla formulazione di cui al paragrafo 2.5.2.1.5.1 del MdP, ossia:

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

Ove:

$k_1 = 0.45$  coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a

$k_2 = 0.55$  coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti

$E_1$  è lo spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

$E_2$  è lo spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

$E_3$  è lo spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni non collegate;

In ogni caso, dovrà risultare:

$$E_L \geq E_0 \quad \text{e} \quad E_L \geq E_i \quad \text{con} \quad i = 1, 2, 3$$

Ove:

$E_0$  = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

$E_i$  = il maggiore dei tre termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi  $E_L = \max (E_0; E_i)$ .

#### dilatazione termica in direzione longitudinale associata alla variazione termica

tipologia	<b>1</b>	Impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo
L	9.4 m	luce totale impalcato
$\alpha$	1.00E-05	coefficiente di dilatazione termica
$\Delta t$	22.5 °	
$Dt = L \cdot \alpha \cdot \Delta T$	<b>0.21 cm</b>	

**$d_{Ed}$  - è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento  $d_E$  prodotto dall'azione sismica di progetto**

$f_{ck}$	35 kN/m <sup>2</sup>	resistenza caratteristica elevazione
$E_c$	34077000 kN/m <sup>2</sup>	modulo elastico elevazione
$J_I$	0.96 m <sup>4</sup>	inerzia della sezione
H	7.44 m	altezza libera
$K_{vl} = 3 \cdot E_c \cdot J_I / H^3$	119016 kN/m	rigidezza fess (s/n)= <b>s</b> coeff= <b>0.5</b>
$T_{max, long}$	348 kN	forza massima longitudinale
$d_{Ee} = T_{max, long} / K_{vl}$	0.293 cm	spostamento della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV
q	1.0	fattore di struttura considerato
$T_c$	0.784 s	T corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
$T_1$	0.402 s	T fondamentale della struttura
$\mu_d$	1.000	
$d_E = \mu_d \cdot d_{Ee}$	<b>0.29</b> cm	

**$d_{eg}$  - spost. relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno**

$d_{g,i}$	0.0745 m	sp. assoluto orizzontale massimo del suolo nel punto i
$d_{g,j}$	0.0745 m	sp. assoluto orizzontale massimo del suolo nel punto j
$d_{ij,max}$	0.1316 m	sp. relativo massimo tra i punti i e j dovuto agli spostamenti del terreno
$d_{ij,0}$	0.0000 m	sp. relativo tra i punti i e j a piccola distanza
$v_s$	<b>360</b> m/s	v. delle onde di taglio per terreno di cat. (valore minimo)
$d_{ij,L}$	0.0122 m	sp. tra i punti i e j dovuto agli spostamenti relativi del terreno
$d_{Eg}$	<b>1.22</b> cm	

$$E_L = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot D_t + 4 \cdot d_{Ed} \cdot k_2 + 2 \cdot d_{eg})$$

		K2	D(cm)	Ei(cm)
$E_1 = 2 \cdot D_t$	2x		0.21 =	0.42
$E_2 = 4 \cdot k_2 \cdot d_{Ed}$	4x	0.55x	0.29 =	0.64
$E_3 = 2 \cdot d_{eg}$	2x		1.22 =	2.44
			somma =	3.51 ##### 1.58 cm

$$\max(E_1, E_2, E_3) = 2.44 \text{ cm}$$

$$E_L = 2.44 \text{ cm} \quad \text{escursione totale longitudinale}$$

$$\text{valori di } a_g(\text{SLV}) < 0.2 \quad E_L \geq \max(0.10\text{m}; 2.3 \cdot L/1000 + E_{L\text{min Non sismica}}) \quad 10 \text{ cm}$$

$$\text{valori di } a_g(\text{SLV}) \geq 0.2 \quad E_L \geq \max(0.15\text{m}; 3.3 \cdot L/1000 + E_{L\text{min sismica}}) \quad 15 \text{ cm}$$

$$a_g(\text{SLV}) = 0.283 \quad EL \geq 15 \text{ cm}$$

$$E_L = 15.00 \text{ cm}$$

### Escursione giunti, corsa degli appoggi, varchi

#### In direzione longitudinale:

L'escursione dei **giunti** deve essere pari a:

$$\pm E_L/2 \pm 10\text{mm} \quad 8.50 \text{ cm}$$

L'ampiezza dei **varchi**, a temperatura media ambiente, deve essere pari a:

$$V_0 = 2 \text{ cm}$$

$$V \geq E_L/2 + V_0 \quad 9.50 \text{ cm}$$

La corsa degli **apparecchi d'appoggio** deve essere pari a:

$$\pm E_L/2 \pm \max(15\text{mm}; \quad 9.38 \text{ cm}$$

**APPOGGIO MULTIDIREZIONALE**

V (kN)	E <sub>L,L</sub> (mm)	E <sub>L,T</sub> (mm)
304	+/-100	+/-10

**APPOGGIO UNIDIREZIONALE  
LONGITUDINALE**

V (kN)	H <sub>T</sub> (kN)	E <sub>L,L</sub> (mm)
304	116	+/-100

**APPOGGIO FISSO**

V (kN)	H <sub>L</sub> (kN)	H <sub>T</sub> (kN)
304	174	116

**GIUNTO**

s (mm)
+/-90

**VARCO**

v (mm)
≥100

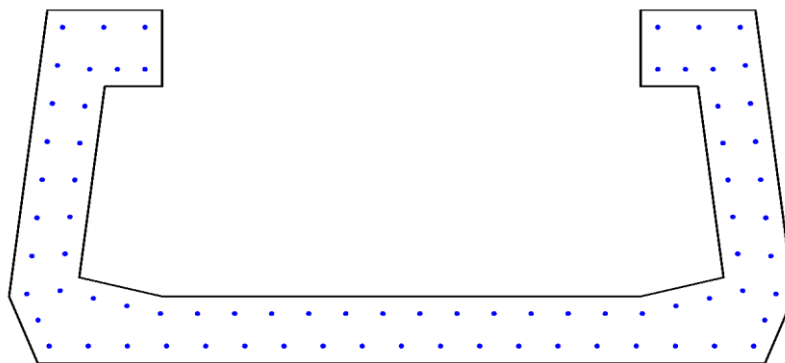
## 6.3 VERIFICHE STRUTTURALI

### 6.3.1 Verifiche impalcato

La verifica a flessione viene svolta per la sezione in mezzzeria mentre la verifica a taglio viene svolta per la sezione in appoggio.

#### 6.3.1.1 Flessione

Si verifica la sezione di mezzzeria della trave. Si considera un'armatura longitudinale perimetrale  $\Phi 20/20$ . Di seguito sono riportate le sollecitazioni considerate, la sezione di calcolo e le verifiche.



**Figura 19: Sezione di verifica dell'impalcato.**

**Tabella 8: Sollecitazioni per la verifica della sezione di mezzzeria dell'impalcato**

Stato limite	N	ML	MT
SLU	0	1101	155
SLErara	0	798	104
SLEfrequente	0	771	52
SLEquasi permanente	0	677	0

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Resistenze agli Stati Limite Ultimi

Sezione generica di Trave

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	64 di 85

Condizioni Ambientali: Moderat. aggressive  
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia  
 Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C35/45	
	Resis. compr. di progetto fcd:	21.2	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	34625.5	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.40	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	20.6	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.4	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	15.0	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Calcestruzzo: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-125.0	185.1
2	-125.0	145.1
3	-155.0	145.1
4	-168.4	44.9
5	-125.0	35.0
6	125.0	35.0
7	168.3	44.9
8	155.0	145.1
9	125.0	145.1
10	125.0	185.1
11	185.0	185.1
12	205.0	35.0
13	190.0	0.0
14	-190.0	0.0
15	-205.0	35.0
16	-185.0	185.1



IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	65 di 85

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	178.6	177.9	20.0
2	132.2	177.9	20.0
3	132.2	152.3	20.0
4	161.0	152.0	20.0
5	176.0	39.6	20.0
6	125.8	27.8	20.0
7	160.5	35.8	20.0
8	143.0	31.8	20.0
9	155.3	177.9	20.0
10	145.8	152.3	20.0
11	174.0	57.1	20.0
12	171.4	76.5	20.0
13	168.8	95.8	20.0
14	166.2	115.1	20.0
15	163.6	134.5	20.0
16	-106.6	27.8	20.0
17	-87.2	27.8	20.0
18	-67.8	27.8	20.0
19	-48.5	27.8	20.0
20	-29.1	27.8	20.0
21	-9.7	27.8	20.0
22	9.6	27.8	20.0
23	29.0	27.8	20.0
24	48.4	27.8	20.0
25	67.7	27.8	20.0
26	87.1	27.8	20.0
27	106.5	27.8	20.0
28	197.5	36.0	20.0
29	185.2	7.2	20.0
30	191.1	21.0	20.0
31	194.9	56.5	20.0
32	192.2	76.4	20.0
33	189.5	96.4	20.0
34	186.9	116.4	20.0
35	184.2	136.4	20.0
36	181.5	156.3	20.0
37	-163.6	7.2	20.0
38	-143.2	7.2	20.0
39	-122.7	7.2	20.0
40	-102.3	7.2	20.0
41	-81.8	7.2	20.0
42	-61.4	7.2	20.0
43	-40.9	7.2	20.0
44	-20.5	7.2	20.0
45	0.0	7.2	20.0
46	20.4	7.2	20.0
47	40.9	7.2	20.0
48	61.3	7.2	20.0
49	81.8	7.2	20.0
50	102.2	7.2	20.0
51	122.7	7.2	20.0
52	143.1	7.2	20.0

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	66 di 85

53	163.6	7.2	20.0
54	-178.7	177.9	20.0
55	-132.2	177.9	20.0
56	-132.2	152.3	20.0
57	-161.1	152.0	20.0
58	-176.1	39.6	20.0
59	-125.9	27.8	20.0
60	-160.6	35.8	20.0
61	-143.1	31.8	20.0
62	-155.4	177.9	20.0
63	-145.9	152.3	20.0
64	-174.0	57.1	20.0
65	-171.5	76.5	20.0
66	-168.9	95.8	20.0
67	-166.3	115.1	20.0
68	-163.7	134.5	20.0
69	-197.6	36.0	20.0
70	-185.3	7.2	20.0
71	-191.2	21.0	20.0
72	-194.9	56.5	20.0
73	-192.3	76.4	20.0
74	-189.6	96.4	20.0
75	-186.9	116.4	20.0
76	-184.3	136.4	20.0
77	-181.6	156.3	20.0

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

- N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	1101.00	155.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

- N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	798.00	104.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	67 di 85

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	771.00 (5406.95)	52.00 (364.67)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	677.00 (5583.64)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 11.6 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	1101.00	155.00	0.00	9858.44	1375.50	8.95	197.9(42.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	68 di 85

1	0.00350	0.196	185.0	185.1	0.00279	178.6	177.9	-0.01438	-185.3	7.2
---	---------	-------	-------	-------	---------	-------	-------	----------	--------	-----

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c            Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
 x/d                Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
 C.Rid.             Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000001549	0.000097291	-0.014790464	0.196	0.700

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver                S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
 Sc max            Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
 Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min             Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
 Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff.             Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff.             Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.49	185.0	185.1	-42.5	-185.3	7.2	14056	128.8

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.                La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
 Esito della verifica  
 e1                Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 e2                Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
 k1                = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
 kt                = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
 k2                = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2)/(2 * e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
 k3                = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 k4                = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
 Ø                 Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
 Cf                Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
 e sm - e cm      Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max            Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk                Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess.          Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess.          Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00023	0.00000	0.500	20.0	62	0.00013 (0.00013)	582	0.074 (0.20)	5252.00	684.47

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.40	185.0	185.1	-40.5	-185.3	7.2	14230	131.9

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	69 di 85

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00022	0.00000	0.500	20.0	62	0.00012 (0.00012)	577	0.070 (0.20)	5406.95	364.67

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.20	-185.0	185.1	-35.1	-163.6	7.2	14459	135.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00019	0.00000	0.500	20.0	62	0.00011 (0.00011)	575	0.060 (0.20)	5583.64	0.00

**6.3.1.2 Taglio**

L'armatura a taglio della sezione è composta da staffe  $\Phi 12/20$  a 2 bracci resistenti.

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	70 di 85

**Sollecitazione**

Taglio Tx= 518 kN

Sforzo normale Ned= 0 kN

Area della sezione Ac= 2.706 m<sup>2</sup>

Coefficiente maggiorativo α<sub>v</sub>= 1.00

**Aree resistenti a taglio**

base area bx= 0.37 m

altezza area hx= 1.85 m

copriferro c= 0.07 m

**Materiali**

Resistenza a compressione cls fcd= 21.165 MPa

Tensione snervamento acciaio fyd= 391.30 MPa

**Armatura resistente a taglio**

Pos	φ [mm]	numero bracci	passo [cm]	Asw/s [cm <sup>2</sup> /cm]
	12	2	20	0.113

totale dir.x 0.113

totale dir.y 0.226

**Verifica a taglio**

cot (θ) di verifica θ<sub>v</sub>= 2.50

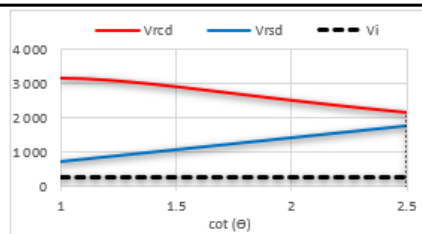
Vrsd (θ<sub>v</sub>)= 1 772 kN

Vrcd (θ<sub>v</sub>)= 2 163 kN

Vi= 259 kN

r= 6.84

la verifica è soddisfatta

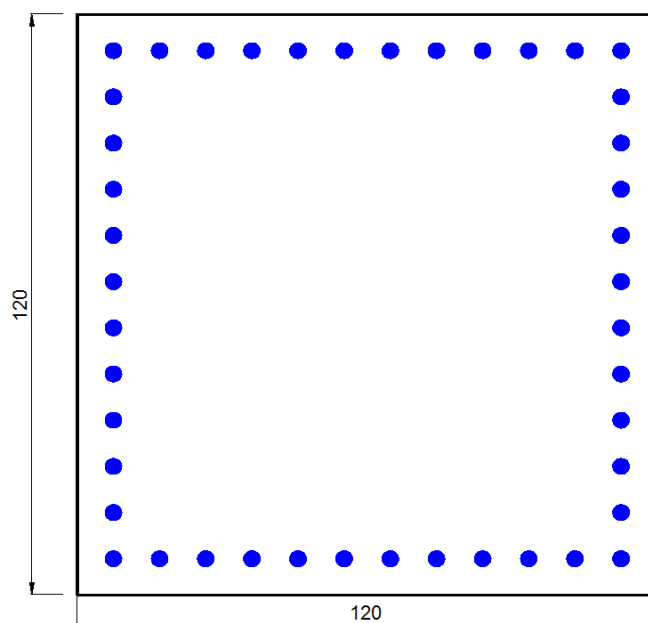


### 6.3.2 Verifiche pila

La verifica a flessione e la verifica a taglio vengono svolte nella sezione di spiccato della pila.

#### 6.3.2.1 Pressoflessione deviata

Si verifica la sezione di spiccato della pila. L'armatura longitudinale considerata è  $\Phi 30/10$ . Di seguito sono riportate le sollecitazioni considerate, la sezione di calcolo e le verifiche.



**Figura 20: Sezione di verifica della pila.**

**Tabella 9: Sollecitazioni per la verifica della pila.**

Stato limite	N	ML	MT
SLU	1416	594	699
SLV	1036	5165	3321
SLErara	1027	432	468
SLEfrequente	1008	417	244



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	72 di 85

SLEquasi permanente

935

379

30

**Descrizione Sezione:**

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Comb. sismiche (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-60.0	-60.0
2	-60.0	60.0
3	60.0	60.0
4	60.0	-60.0





NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	73 di 85

### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-52.5	52.5	30
2	52.5	52.5	30
3	-52.5	-52.5	30
4	52.5	-52.5	30

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	10	30
2	1	3	10	30
3	2	4	10	30
4	3	4	10	30

### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 7.7 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1416.00	594.00	699.00	0.00	0.00
2	1036.00	5165.00	3321.00	0.00	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	74 di 85

1	1027.00	432.00	468.00
---	---------	--------	--------

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1008.00	417.00 (1288.47)	244.00 (753.93)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	935.00	379.00 (2568.01)	30.00 (203.27)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.5 cm  
 Copriferro netto minimo staffe: 5.0 cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1416.00	594.00	699.00	1415.74	4046.06	4778.20	6.83	311.0(144.0)
2	S	1036.00	5165.00	3321.00	1035.76	5198.02	3373.67	1.01	311.0(144.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	75 di 85

Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	60.0	60.0	0.00291	52.5	52.5	-0.00538	-52.5	-52.5
2	0.00350	60.0	60.0	0.00288	52.5	52.5	-0.00574	-52.5	-52.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000042654	0.000036247	-0.001234050	----	----
2	0.000032128	0.000049967	-0.001425694	----	----

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.13	60.0	60.0	-33.5	-52.5	-52.5	657	35.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	Ø	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	---	----	---------	---------



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO -  
PALESE

**PROGETTO DEFINITIVO**

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	76 di 85

1	S	-0.00019	0.00000	0.500	30.0	60	0.00010 (0.00010)	299	0.030 (0.20)	865.54	937.67
---	---	----------	---------	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	--------	--------

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	2.33	60.0	60.0	-19.2	-52.5	-52.5	533	28.3
---	---	------	------	------	-------	-------	-------	-----	------

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	--------------------	----	---------	---------

1	S	-0.00011	0.00000	0.500	30.0	60	0.00006 (0.00006)	300	0.017 (0.20)	1288.47	753.93
---	---	----------	---------	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	---------	--------

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

1	S	1.53	60.0	60.0	-8.1	-52.5	-52.5	831	49.5
---	---	------	------	------	------	-------	-------	-----	------

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	--------------------	----	---------	---------

1	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	60	0.00002 (0.00002)	290	0.007 (0.20)	2568.01	203.27
---	---	----------	---------	-------	------	----	-------------------	-----	--------------	---------	--------

### 6.3.2.2 Taglio

L'armatura a taglio della sezione è composta da staffe  $\Phi 10/20$  a 2 bracci resistenti.

#### Sollecitazione

Taglio longitudinale	$T_x =$	431	kN
Taglio trasversale	$T_y =$	431	kN
Sforzo normale	$N_{ed} =$	1 416	kN
Area della sezione	$A_c =$	1.44	m <sup>2</sup>
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1.05	

#### Aree resistenti a taglio

base area longitudinale	$b_x =$	1.20	m
altezza area longitudinale	$h_x =$	1.20	m
base area trasversale	$b_y =$	1.20	m
altezza area trasversale	$h_y =$	1.20	m
copriferro	$c =$	0.05	m

#### Materiali

Resistenza a compressione cls	$f_{cd} =$	21.165	MPa
Tensione snervamento acciaio	$f_{yd} =$	391.30	MPa

#### Armatura resistente a taglio

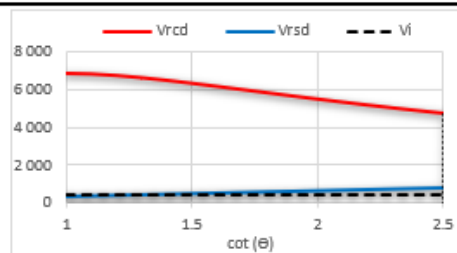
POS	$\phi$ [mm]	numero bracci	passo [cm]	$A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /cm]	
dir. x	10	2	20	0.079	Armatura_Nuova
dir. y	10	2	10	0.157	Armatura_Nuova

totale dir.x	0.079
totale dir.y	0.157

#### Verifica a taglio longitudinale

cot ( $\theta$ ) di verifica $\theta_v =$	2.50
$V_{rsd}(\theta_v) =$	795 kN
$V_{rcd}(\theta_v) =$	4 743 kN
$V_i =$	431 kN
$r =$	1.84

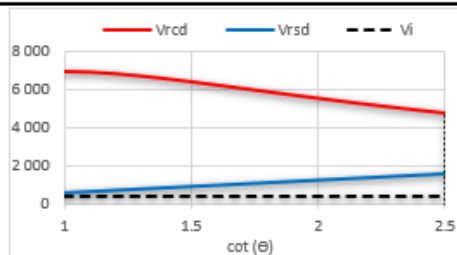
la verifica è soddisfatta



#### Verifica a taglio trasversale

cot ( $\theta$ ) di verifica $\theta_v =$	2.50
$V_{rsd}(\theta_v) =$	1 590 kN
$V_{rcd}(\theta_v) =$	4 743 kN
$V_i =$	431 kN
$r =$	3.69

la verifica è soddisfatta



### 6.3.3 Verifiche fondazione diretta

La porzione della soletta di fondazione che afferisce alla pila ha una dimensione 3.65 x 4.00 m. Di seguito è riportata la verifica al carico limite della fondazione diretta.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

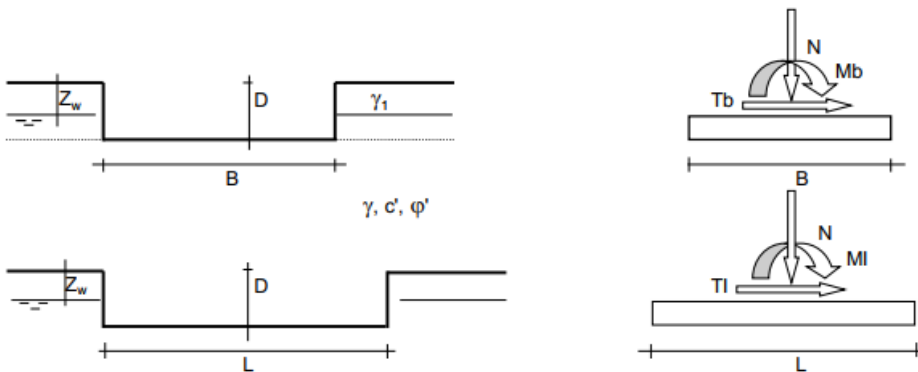
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$
Stato limite ultimo	●	1.00	1.30	1.25	1.25
Tensioni ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	○	1.00	1.00	1.00	1.00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3.65 (m)  
L = 4.00 (m)  
D = 1.00 (m)



**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3320.41	109.40	3462.63
Mb [kNm]	574.86	81.90	681.33
MI [kNm]	30.00	500.43	680.56
Tb [kN]	10.20	2.00	12.80
TI [kN]	0.00	57.61	74.89
H [kN]	10.20	57.64	75.98

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 20.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 20.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 35.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 29.26$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 12.00$  (m)

$e_B = 0.20$  (m)  
 $e_L = 0.20$  (m)

$B^* = 3.26$  (m)  
 $L^* = 3.61$  (m)

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 20.00$  (kN/mq)

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 20.00$  (kN/mc)

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi')}$

$N_q = 16.92$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$

$N_c = 28.42$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$

$N_\gamma = 20.08$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.54$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.51$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.64$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1.53 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 9.70 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1.47 \quad m = 1.48 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^m$$

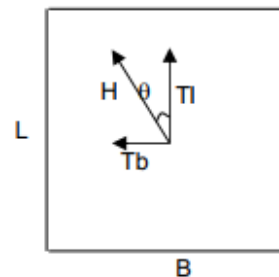
$$i_q = 0.97$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.97$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.95$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per  $D/B > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1.09$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.10$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	81 di 85

**$b_c, b_q, b_y$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_r \tan \varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_y$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 932.88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 294.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 3.16$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 75.98 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 1939.65 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{scorr} = 25.53$$

## 7 CALCOLO E VERIFICA DELLA SCALA

Si considera uno schema statico di trave semplicemente appoggiata inclinata di  $27^\circ$  rispetto al piano orizzontale. La sezione reagente ha un'altezza di 15 cm (rampa priva dei gradini) e una larghezza di 1.20 m. La lunghezza della trave è di 3.14 m.

### 7.1 ANALISI DEI CARICHI

#### 7.1.1 Carichi permanente strutturali: G1

Il peso proprio strutturale è pari a  $25 \times 1.2 \times 0.15 = 4.5$  kN/m.

#### 7.1.2 Carichi permanenti non strutturali: G2

L'area del singolo gradino è pari a  $0.025$  m<sup>2</sup>; si considerano 10 gradini. Per i gradini si ha un carico di  $0.025 \times 1.2 \times 25 \times 10 / 3.14 = 2.4$  kN/m.

Per i parapetti si ha un carico di 1.0 kN/m, dunque considerando entrambi i parapetti si ha un carico di 2.0 kN/m.

#### 7.1.3 Azioni verticali da traffico. Carichi verticali: Q1

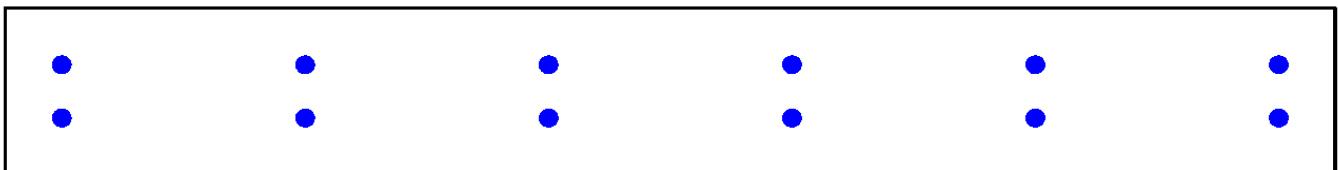
Secondo il paragrafo 5.1.3.3.3 del DM 2018 [N2] si considera un carico da folla comprensivo degli effetti dinamici pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

Carico sulla rampa: la larghezza calpestabile è 1.2 m, dunque si ha  $5 \times 1.2 = 6$  kN/m.

### 7.2 VERIFICA DELLA SEZIONE DI MEZZERIA

Si verifica a flessione la sezione di mezzeria della trave. Per la verifica a flessione, a favore di sicurezza, i carichi verticali riportati nel precedente paragrafo non vengono proiettati lungo la direzione perpendicolare alla trave. Si ha quindi un carico in combinazione SLU pari a 22 kN/m ed un momento in mezzeria pari a 27 kNm.

Si considerano armature longitudinali  $\phi 12/20$ . La seguente figura mostra la sezione di verifica di altezza 15 cm e larghezza 1.2 m. Di seguito è riportata la verifica della sezione.



**Figura 21: Sezione di verifica della scala.**

Descrizione Sezione:

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	83 di 85

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	60.0	15.0
2	60.0	0.0
3	-60.0	0.0
4	-60.0	15.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-54.9	5.1	12
2	-54.9	9.9	12
3	54.9	5.1	12
4	54.9	9.9	12
5	-33.0	5.1	12
6	-33.0	9.9	12
7	-11.0	5.1	12
8	-11.0	9.9	12
9	10.9	5.1	12
10	10.9	9.9	12
11	32.9	5.1	12
12	32.9	9.9	12



NODO DI BARI – BARI NORD VARIANTE SANTO SPIRITO - PALESE

PROGETTO DEFINITIVO

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	84 di 85

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	27.00	0.00	0.00	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.5 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.6 cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	27.00	0.00	0.00	33.37	0.00	1.24	13.6(2.4)

### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.293	60.0	15.0	-0.00266	-54.9	9.9	-0.00845	54.9	5.1

### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

IV01 - RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IADR	00 D 29	CL	IV 01 00 001	A	85 di 85

a, b, c           Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d               Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001207349	-0.014610232	0.293	0.806

## 8 INCIDENZE

Seguono le incidenze della trave, della pila, del plinto, dei pilastri che sostengono le scale e della scala.

Elemento	Incidenza [kg/m <sup>3</sup> ]
Trave	150
Pila	180
Pilastro scale	200
Scala	100
Plinto	150