

# Nuovo collegamento stradale tra la tangenziale sud di Vicenza e la viabilità ordinaria dei comuni di Arcugnano e Altavilla in provincia di Vicenza

## PROGETTO DEFINITIVO

DATA	Febbraio 2022
CUP	G91B07000410005
WBS	B26.ARCUGN

Responsabile Unico  
del Procedimento  
Arch. Roberto Beaco

**AUTOSTRADA BRESCIA-VERONA-VICENZA-PADOVA S.p.A**  
Funzione Costruzioni Autostradali

Direttore di Esecuzione  
del Contratto  
Arch. Mirco Panarotto

R.T.I.



Archeologo



Stefano TUZZATO

PROGETTISTA E RESPONSABILE INTEGRAZIONE TRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Francesco Nicchiarelli  
CAPO PROGETTO: Ing. Umberto Lugli

ELABORATO **OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**PONTE PO02 CICLOPEDONALE**  
Relazione tecnica e di calcolo

SCALA -  
NOME FILE ARCUGN-VNHT-SBR-SO\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

Project	Originator	Volume	Location	Type	Role	Number	Suitability	Revision
ARCUGN	VNHT	SBR	SO_ML_VI02_Z	TR	CB	0001	D00S4	P01

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione
P01	17-02-2022	Emissione	V. NASUTI	G. PIAZZA	F. NICCHIARELLI



---

## INDICE

---

<b>1</b>	<b>GENERALITA'</b> .....	<b>6</b>
1.1	OGGETTO .....	6
1.2	VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'OPERA.....	6
1.2.1	<i>Vita Nominale <math>V_n</math></i> .....	6
1.2.2	<i>Classi d'Uso</i> .....	6
1.2.3	<i>Periodo di Riferimento per l'azione sismica</i> .....	7
1.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	7
1.4	CONSIDERAZIONI SULLE METODOLOGIE COSTRUTTIVE.....	9
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E RIFERIMENTI</b> .....	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>NORME TECNICHE</b> .....	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO</b> .....	<b>12</b>
4.1	CALCESTRUZZI .....	12
4.1.1	<i>Caratteristiche ai fini della durabilità</i> .....	12
4.1.2	<i>Copriferrini nominali</i> .....	13
4.1.3	<i>Resistenze di progetto</i> .....	15
4.1.4	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	17
4.2	ACCIAIO IN BARRE PER CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE .....	20
4.2.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	20
4.2.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	20
4.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	20
4.3.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	20
4.3.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	21
4.4	CONNETTORI A PIOLO TIPO NELSON .....	21
4.4.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	21
4.4.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	21
4.5	GIUNZIONI BULLONATE .....	21
4.5.1	<i>Qualità dell'acciaio</i> .....	21
4.5.2	<i>Resistenze di progetto</i> .....	22

4.6	GIUNZIONI SALDATE .....	22
<b>5</b>	<b>AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO .....</b>	<b>23</b>
5.1	ELENCO DELLE AZIONI SUI PONTI STRADALI .....	23
5.2	ANALISI DEI CARICHI .....	23
5.2.1	<i>Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1</i> .....	24
5.2.2	<i>Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2</i> .....	24
5.2.3	<i>Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3</i> .....	25
5.2.4	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – <math>\varepsilon_2</math> e <math>\varepsilon_3</math></i> .....	25
5.2.5	<i>Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – <math>\varepsilon_4</math></i> .....	28
5.2.6	<i>Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – q1</i> .....	28
5.2.7	<i>Azioni di Neve e di Vento – q5</i> .....	30
5.2.8	<i>Azioni della temperatura – q7</i> .....	33
5.2.9	<i>Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8</i> .....	36
5.2.10	<i>Azioni sismiche – E</i> .....	36
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	41
5.3.1	<i>Combinazioni di carico in esercizio</i> .....	41
5.3.2	<i>Combinazioni di carico in fase sismica</i> .....	44
<b>6</b>	<b>ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO .....</b>	<b>45</b>
6.1	CRITERI DI CALCOLO .....	45
6.1.1	<i>Analisi globale</i> .....	45
6.1.2	<i>Analisi locali</i> .....	47
6.2	ANALISI STATICA GLOBALE .....	47
6.2.1	<i>Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi</i> .....	48
6.2.2	<i>Applicazione dei carichi al modello</i> .....	48
6.2.3	<i>Sollecitazioni di progetto</i> .....	49
6.3	VERIFICHE DELLE TRAVI PRINCIPALI .....	55
6.3.1	<i>Verifiche di resistenza SLU</i> .....	55
6.3.2	<i>Verifiche SLE "a respiro" delle anime</i> .....	64
6.3.3	<i>Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali</i> .....	65
6.3.4	<i>Verifiche a fatica</i> .....	68

6.3.5	<i>Verifiche SLU delle saldature longitudinali</i> .....	68
6.3.6	<i>Verifiche delle connessioni a pioli</i> .....	68
6.4	VERIFICHE SLE DI DEFORMABILITÀ DELLA STRUTTURA .....	69
6.5	VERIFICA DELLA SOLETTA IN C.A. ....	71
6.5.1	<i>Verifica delle predalles in fase di autoportanza</i> .....	71
6.5.2	<i>Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)</i> .....	75
<b>7</b>	<b>VERIFICHE SPALLE</b> .....	<b>90</b>
7.1	ANALISI DELLA PALIFICATA .....	90
7.2	CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE PER VERIFICHE MICROPALI DI FONDAZIONE .....	91
7.3	VERIFICHE DI RESISTENZA DEI MICROPALI DI FONDAZIONE .....	92
7.3.1	<i>Verifiche a pressoflessione e taglio</i> .....	92
7.3.2	<i>Verifiche dei maniglioni di ancoraggio in testa ai micropali</i> .....	96
7.4	DIMENSIONAMENTO DELLE SINGOLE MEMBRATURE DELLE SPALLE .....	97
7.4.1	<i>Zattera di fondazione</i> .....	97
7.4.2	<i>Mensola posteriore</i> .....	97
7.4.3	<i>Muro frontale</i> .....	98
7.4.4	<i>Paraghiaia</i> .....	98
7.4.5	<i>Muri di risvolto</i> .....	99
7.4.6	<i>Verifiche di resistenza a taglio</i> .....	100
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO</b> .....	<b>101</b>
8.1	APPOGGI ELASTOMERICI ARMATI .....	101
8.1.1	<i>Carichi verticali trasmessi dall'impalcato</i> .....	101
8.1.2	<i>Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato</i> .....	102
<b>9</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU MICROPALI</b> .....	<b>104</b>
9.1	CRITERI DI CALCOLO .....	104
9.1.1	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite del micropalo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione</i> .....	105
9.1.2	<i>Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione</i> .....	109

9.1.3	Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione .....	110
9.1.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale .....	110
9.1.5	Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale .....	116
9.1.6	Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato .....	119
9.1.7	Verifiche SLE - Cedimenti della palificata .....	122
9.2	APPLICAZIONE AL CASO IN ESAME .....	122
9.2.1	Caratteristiche delle opere di fondazione su pali.....	123
9.2.2	Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto.....	123
9.2.3	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento) .....	123
9.2.4	Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale .....	124
<b>10</b>	<b>DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018) .....</b>	<b>125</b>
10.1	TIPO DI ANALISI SVOLTE .....	125
10.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	125
10.3	AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO .....	125
10.4	MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI .....	125
10.5	INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE .....	125
10.6	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI .....	126
<b>11</b>	<b>ALLEGATO 1 – IMPALCATO – ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO INERZIALI IN FASE DI ANALISI.....</b>	<b>127</b>
<b>12</b>	<b>ALLEGATO 2 – IMPALCATO – ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO INERZIALI IN FASE DI VERIFICA .....</b>	<b>128</b>
<b>13</b>	<b>ALLEGATO 3 – IMPALCATO – SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU .....</b>	<b>129</b>
<b>14</b>	<b>ALLEGATO 4 – IMPALCATO – VERIFICHE SLU.....</b>	<b>130</b>
<b>15</b>	<b>ALLEGATO 5 – IMPALCATO – VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDNALI.....</b>	<b>131</b>
<b>16</b>	<b>ALLEGATO 6 – VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI.....</b>	<b>132</b>
<b>17</b>	<b>ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE – SPALLA SPA .....</b>	<b>133</b>

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

<b>18 ALLEGATO 8 – FONDAZIONI SU MICROPALIPALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL MICROPALIPALO SINGOLO PER CARICHI ASSIALI .....</b>	<b>134</b>
<b>19 ALLEGATO 9 – FONDAZIONI SU MICROPALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL MICROPALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI .....</b>	<b>135</b>

## 1 GENERALITA'

### 1.1 Oggetto

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche relative alle strutture del "Ponte ciclopedonale", previsto nell'ambito dei lavori di realizzazione del "Nuovo collegamento stradale tra la tangenziale sud di Vicenza e la viabilità ordinaria dei comuni di Arcugnano e Altavilla in provincia di Vicenza".

Il ponte è composto da 1a campata di luce pari alla lunghezza complessiva di 12.0 m, misurata in asse agli appoggi delle spalle.

Le analisi e le verifiche statiche sono condotte conformemente al livello di Progettazione Definitiva di cui trattasi e mirano al dimensionamento degli elementi principali per consentirne una piena definizione dal punto di vista prestazionale ed economico (§art. 26 e 29 D.P.R. 5/10/2010, n°207).

Le analisi e le verifiche degli aspetti di dettaglio, saranno sviluppate nella successiva fase di Progettazione definitiva.

### 1.2 Vita Nominale di progetto, Classe d'uso e Periodo di Riferimento dell'opera

#### 1.2.1 Vita Nominale $V_N$

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. (§ 2.4.1 NTC2018). Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Tabella 1.1 – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

In accordo con la Committenza è stato assunto:

- Vita Nominale di progetto:  $V_N = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari).

#### 1.2.2 Classi d'Uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite (§2.4.2 NTC2018):



- 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 DM 5/11/2001, 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.

Relativamente alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, delle opere di cui trattasi, vi si attribuisce:

- Classe d'Uso: **II**;
- Coefficiente d'Uso:  $C_U = 1.0$ .

### 1.2.3 Periodo di Riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento, impiegato nella valutazione delle azioni sismiche risulta pari a:

- Periodo di Riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50$  anni.

### 1.3 Descrizione delle opere

Il ponte, è composto da **1a** campata di luce pari alla lunghezza complessiva di **12.0 m**, misurata in asse agli appoggi delle spalle.

Il tracciato planimetrico dell'asse principale, nel tratto lungo il quale si inserisce l'opera, si sviluppa **in rettilineo**.

La larghezza complessiva dell'impalcato è pari a **3.10 m**; la piattaforma stradale ha larghezza pari a **2.50 m** ed è fiancheggiata da elementi marginali costituiti da cordoli di larghezza **0.30 m** in sx e dx.

L'impalcato è a struttura mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale "aperta" su **due** travi metalliche principali, costituite da profili **HEA500**.

Le strutture in carpenteria metallica sono previste in acciaio autopatinabile (COR-TEN).

L'interasse trasversale tra le travi è pari a 2.50 m.

Le anime delle travi principali saranno irrigidite da stiffners trasversali, composti da semplici piatti saldati, disposti in corrispondenza dei traversi.

Il graticcio d'impalcato è completato dai traversi, del tipo IPE360, posti in campata ed in corrispondenza degli allineamenti di appoggio. L'interasse tra i traversi è pari a 4.0 m.

Per quanto attiene i collegamenti, tra traversi e travi principali saranno di tipo bullonato, del tipo "AD ATTRITO".

La soletta di impalcato, solidarizzata alle travi principali, ha spessore pari a 20 cm. E' previsto l'impiego di lastre prefabbricate autoportanti (predalles) in c.a. di spessore pari a 6 cm tessute in direzione trasversale.

La solidarizzazione della soletta alla trave metallica sarà garantita tramite connettori a piolo tipo Nelson Ø22 con altezza di 200 mm.

Lo schema statico, con riferimento ai carichi verticali, è di trave ad 1 campata su 2 allineamenti di appoggio.

Nella figura seguente è riportata le sezione rappresentativa dell'impalcato:

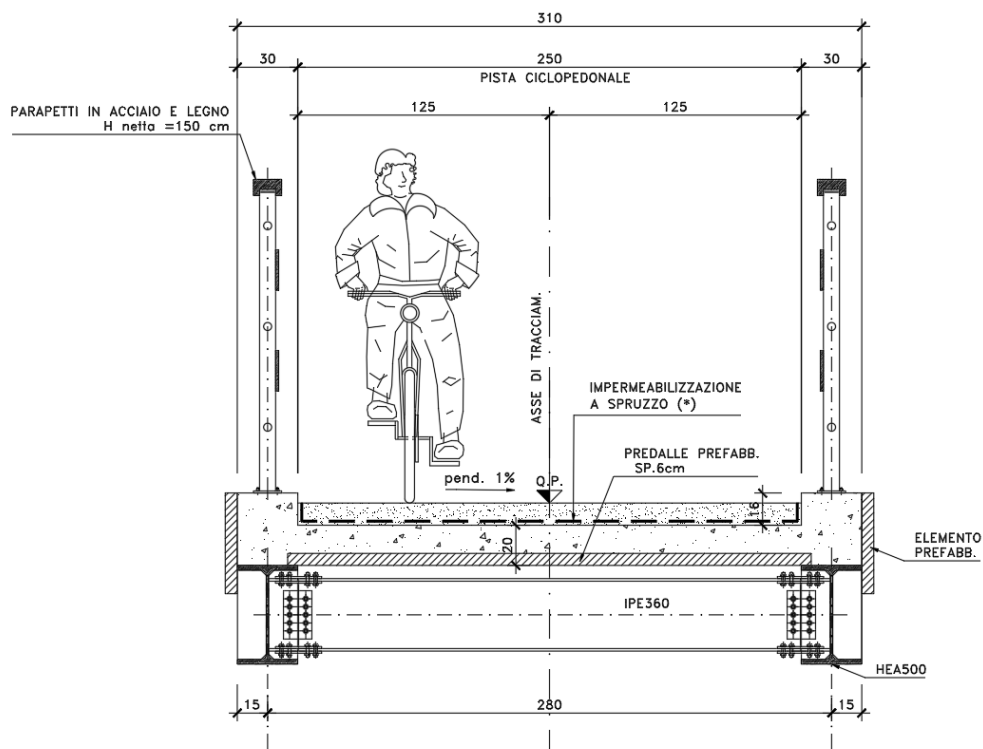


Figura 1.1. Sezione trasversale impalcato

Lo schema di vincolo prevede l'adozione di **appoggi elastomerici armati**, di conseguenza le azioni orizzontali trasversali vengono trasmesse a tutte le sottostrutture.

Le spalle del ponte sono di tipo tradizionale con muro frontale di altezza pari a **1.0 m** e **0.50 m**, rispettivamente per la **Spalla A** e la **Spalla B**. I muri paraghiaia avranno spessore pari a **30 cm** e sono previsti debitamente arretrati rispetto alle travi d'impalcato in modo da garantire varchi di ampiezza adeguata alla manutenzione.

Le fondazioni sono di tipo indiretto, costituite da zattere di spessore pari a **1.0 m** e palificate da **8** micropali.

#### 1.4 Considerazioni sulle metodologie costruttive

La realizzazione dell'impalcato e delle sottostrutture relative al ponte in oggetto è prevista in due macrofasi.

Macrofase 1: Realizzazione sottostrutture

- Fase 1a: Scavo fino a quota intradosso magrone;
- Fase 1b: Realizzazione pali di fondazione a quota magrone;
- Fase 1c: Realizzazione zattere di fondazione;
- Fase 1d: Realizzazione elevazioni;
- Fase 1d: Realizzazione cuneo di transizione;
- Fase 1e: Completamento rilevato di approccio.

Macrofase 2: Realizzazione impalcato, finiture e protezioni

- Fase 2a: Realizzazione baggioli spalle e cordolo di completamento sulle spalle;
- Fase 2b: Posa in opera appoggi;
- Fase 2c: Posa in opera carpenteria metallica varata dal basso con l'ausilio di gru;
- Fase 2d: Completamento soletta impalcato;
- Fase 2e: realizzazione finiture.

La struttura in carpenteria metallica sarà varata in quota con l'ausilio di autogru di adeguata portata.

La soletta in c.a. è prevista gettata in opera utilizzando coppelle prefabbricate autoportanti in c.a. contenenti le armature trasversali d'intradosso. Le coppelle sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi, dove saranno posizionati i connettori a piolo.

Una volta disposte le coppelle sulle travi si provvede alla posa dell'armatura integrativa e quindi al getto di completamento.

**Intervento:**

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

**Livello progettazione**  
PROGETTO DEFINITIVO

**Elaborato**

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

In direzione longitudinale si effettueranno dapprima i getti delle zone di campata e successivamente i getti in corrispondenza delle spalle. Successivamente, si provvederà alla realizzazione dei cordoli e delle finiture.

## 2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

Le analisi e le verifiche delle strutture sono state effettuate nel rispetto della seguente normativa vigente:

- [D\_1]. DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> (nel seguito indicate come NTC18).
- [D\_2]. Circolare 21 gennaio 2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 5 alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18).
- [D\_3]. Norma Europea UNI EN 206: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità (Dicembre 2016).
- [D\_4]. Norma Italiana UNI 11104: Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 (luglio 2016).

Altresì, ci si è riferiti agli Eurocodici secondo quanto specificato nel prosieguo della relazione.

Ulteriori riferimenti sono rappresentati dai seguenti documenti:

- [D\_5]. Sètra – Eurocodes 3 and 4. Application to steel-concrete composite road bridges (july 2007).
- [D\_6]. Sètra –Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretois. Ouvrages d'art. (n.54 – mars 2007).

## 3 NORME TECNICHE

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E RESISTENZE DI PROGETTO

### 4.1 Calcestruzzi

#### 4.1.1 Caratteristiche ai fini della durabilità

Al fine di valutare le caratteristiche vincolanti delle miscele di calcestruzzo nei confronti della durabilità viene fatto riferimento alle norme [D\_3] e [D\_4].

Relativamente alla scelta delle classi di esposizione tenuto conto che il tracciato si sviluppa oltre 2 km dalla linea di costa è stata esclusa l'applicazione della classe XS (Corrosione indotta dai cloruri contenuti nell'acqua di mare).

Analogamente, in accordo alla "Classificazione del livello di rischio di attacco del gelo per aree climatiche del territorio italiano" contenuta nell'appendice A alla norma [D\_4], che attribuisce alla **Veneto** un livello di rischio **Elevato**, è stata considerata l'applicazione della classe XF (Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti), e conseguentemente della classe XD (corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare).

Relativamente all'applicazione della classe XA (Attacco chimico da parte del terreno naturale e delle acque contenute nel terreno), le analisi chimiche eseguite su campioni di terreno e su acqua di falda ai sensi della norma UNI EN 206, non hanno evidenziato concentrazioni di solfati ( $SO_4^{2-}$ ) nelle acque di falda, tali da non rientrare nei range illustrati nel prospetto 2 della norma [D\_3].

Di seguito, per ciascun elemento viene riportata la classe di esposizione che risulta vincolante ai fini delle caratteristiche della miscela. Inoltre, sono riportati la classe di resistenza, i range previsti per le dimensioni massime degli aggregati, la classe di consistenza, il valore massimo del rapporto acqua/cemento, il tipo di cemento da impiegare in funzione della parte d'opera e il contenuto minimo di cemento:

CARATTERISTICHE DEI CALCESTRUZZI (UNI EN 206-1 / UNI 11104)								
CALCESTRUZZO PER	Magrone di sottofondazione	Sotofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle e pile	Elevazioni - Spalle, pile e pulvini	Baggioli	Predalle prefabbricate	Getti in opera e cordoli marginali	
Classe di resistenza (fck/Rck) (Mpa)	C12/15	C25/30	C25/30	C32/40	C35/45	C35/45	C35/45	
Classe di esposizione ambientale	-	XC2	XC2	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF4 - XD3	
φ max inerti (mm)	Dupper	32	32	25	25	12	25	
	Dlower	20	20	16	16	8	16	
Classe di consistenza	-	S5	S4	S4	S5	S5	S5	
Rapporto max acqua/cemento	-	0.6	0.6	0.5	0.45	0.45	0.45	
Contenuto massimo di cloruri	-	0.20%	0.20%	0.20%	CEMI÷V	CEMI÷V	CEMI÷V	
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	150	300	300	340	360	360	360	

Tabella 4.1 – Caratteristiche dei Calcestruzzi

\* Cemento LH (Low Heat) a basso calore di idratazione.

\*\* I contenuti di cemento indicati saranno verificati in sede di prequalifica, imponendo che il riscaldamento del calcestruzzo del nucleo in condizioni adiabatiche rispetti le seguenti condizioni:

- $\delta T_{3gg} \leq 35^\circ$  per getti di spessore non superiore a 2 m;
- $\delta T_{7gg} \leq 35^\circ$  per getti di spessore superiore a 2 m.

In ogni caso, dovrà essere garantito il rispetto delle classi di esposizione e resistenza sopra indicate.

\*\*\* cemento tipo SR resistente ai solfati secondo EN 197/1.

#### 4.1.2 Copriferrini nominali

I valori minimi dello spessore dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrino), ai fini della protezione delle armature dalla corrosione, sono riportati nella Tab. C4.1.IV delle circolari applicative §[D\_2], nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tab. 4.1.IV delle NTC:

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>0</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C <sub>≥C<sub>0</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>0</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>0</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>0</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>0</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>0</sub></sub>	C <sub>≥C<sub>0</sub></sub>	C <sub>min≤C&lt;C<sub>0</sub></sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

I valori della tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con Vita Nominale di 5 anni (tipo 2 della Tab. 2.4.1 delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (tipo 3 della citata Tab. 2.4.1), i valori della Tab. C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm.

Per la definizione del calcestruzzo nominale, ai valori minimi di copriferrino vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

La tabella seguente illustra, i valori del calcestruzzo nominale, richiesti in base all'applicazione dei criteri sopra esposti e specializzati al caso in esame:

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

**DETERMINAZIONE DEI COPRIFERRI NOMINALI SECONDO NTC2018**

**Dati generali relativi all'opera**

Tipo di costruzione (1=temp. o provvisoria; 2 = prestazioni ordinarie; 3=prestazioni elevate)  
Vita nominale dell'opera

Var	unità	
TC		2
V <sub>N</sub>	anni	50

Tabella C4.1.IV Copriferrini minimi in mm

ambiente	barre da c.a.						cavi da c.a.p.					
	elementi a piastra			altri elementi			elementi a piastra			altri elementi		
	R <sub>ckmin</sub>	R <sub>ck0</sub>	R <sub>ck</sub> ≥R <sub>ck0</sub>	R <sub>ckmin</sub> ≤R <sub>ck</sub> ≤R <sub>ck0</sub>	R <sub>ck</sub> ≥R <sub>ck0</sub>	R <sub>ckmin</sub> ≤R <sub>ck</sub> ≤R <sub>ck0</sub>	R <sub>ck</sub> ≥R <sub>ck0</sub>	R <sub>ckmin</sub> ≤R <sub>ck</sub> ≤R <sub>ck0</sub>	R <sub>ck</sub> ≥R <sub>ck0</sub>	R <sub>ckmin</sub> ≤R <sub>ck</sub> ≤R <sub>ck0</sub>	R <sub>ck</sub> ≥R <sub>ck0</sub>	R <sub>ckmin</sub> ≤R <sub>ck</sub> ≤R <sub>ck0</sub>
ordinario	30	45	15	20	20	25	25	30	30	30	35	
aggressivo	37	50	25	30	30	35	35	40	40	40	45	
molto ag.	45	55	35	40	40	45	5	50	50	50	50	

Elemento	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori	Elevazioni - Spalle e muri andatori	Elevazioni - Pile, pulvini e baggioli	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali
Tipo di armatura (1=barre da c.a.; 2=cavi da c.a.p.)	1	1	1	1	1	1
Elemento a piastra	NO	SI	SI	NO	SI	SI
Classe di esposizione	XC2	XC2	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF2 - XD1	XC4 - XF4 - XD3
Ambiente	ordinario	ordinario	aggressivo	aggressivo	aggressivo	molto ag.
Rck	Mpa 30	30	40	40	45	45
Check Rck min	OK	OK	OK	OK	OK	OK
copriferrino minimo (Tab. C4.1.IV NTC)	mm 25	20	30	35	30	40
incremento Per V <sub>n</sub> =100 (tipo di costruzione 3)	mm 0	0	0	0	0	0
elem. prefabbricato con ver. Copriferrini*	NO	NO	NO	NO	SI	NO
riduzione per produzioni con ver. Copriferrini	0	0	0	0	-5	0
Tolleranza di posa	mm 10	10	10	10	5	10
copriferrino nominale	mm 35	30	40	45	30	50

Tabella 4.2 – Valori dei copriferrini nominali in base alle NTC2018

Relativamente alle predalle prefabbricate, trattandosi di elementi prodotti con sistemi sottoposti a controlli di qualità che comprendono la verifica dei copriferrini, i valori minimi della Tab. C4.1.IV sono stati ridotti di 5 mm. Analogamente, per questi elementi le tolleranze di posa sono state limitate a 5 mm.

I valori effettivamente adottati per i copriferrini nominali di progetto tengono conto anche di criteri di uniformità e della volontà di garantire valori maggiori dei minimi di norma per superfici contro-terra e particolarmente per le opere di sottofondazione. In questo caso, si è fatto riferimento alla indicazione dell'EC2 (EN 1992-1-1), che fissa a 75 mm il valore da garantire per il copriferrino di opere gettate direttamente contro il terreno:

Elemento	Sottofondazioni - Pali trivellati e diaframmi	Fondazioni - Spalle, pile e muri andatori	Elevazioni - Spalle e muri andatori	Elevazioni - Pile, pulvini e baggioli	Solette Impalcato predalle	Solette Impalcato getti in opera e cordoli marginali
copriferrino nominale di progetto	mm 75	30	40	45	30	50

Tabella 4.3 – Valori dei copriferrini nominali adottati in progetto



**4.1.3 Resistenze di progetto****Calcestruzzo C25/30:**

<b>Caratteristiche Calcestruzzo</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	<b>C25/30</b>
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	Mpa	30
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	25
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	33.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	Mpa	2.56
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	1.80
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	3.33
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.08
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	31476

<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	14.17
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.20

<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	15.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	11.25
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.14

<b>ANCORAGGIO DELLE BARRE</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	2.69
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	1.89

**Calcestruzzo C32/40:**

<b>Caratteristiche Calcestruzzo</b>	<b>Var</b>	<b>C32/40</b>
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	40
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	32
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.02
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	2.12
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	3.93
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	3.63
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	33346

**STATI LIMITE ULTIMI**

	<b>Var</b>	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$	1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	18.13
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	1.41

**STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

	<b>Var</b>	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	19.20
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	14.40
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	2.52

**ANCORAGGIO DELLE BARRE**

	<b>Var</b>	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	3.18
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	2.22

**Calcestruzzo C35/45:**

<b>Caratteristiche Calcestruzzo</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	<b>C35/45</b>
Resistenza a compressione caratteristica cubica	$R_{ck}$	Mpa	45
Resistenza a compressione caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	Mpa	35
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	Mpa	43.00
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	Mpa	3.21
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk5\%} = 0.7 f_{ctm}$	Mpa	2.25
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk95\%} = 1.3 f_{ctm}$	Mpa	4.17
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	Mpa	3.85
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	Mpa	34077

<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
coefficiente $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
coefficiente $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	Mpa	19.83
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	Mpa	1.50

<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{c, max} = 0.60 f_{ck}$	Mpa	21.00
$\sigma_{c, max}$ - combinazione di carico quasi permanente	$\sigma_{c, max} = 0.45 f_{ck}$	Mpa	15.75
$\sigma_t$ - stato limite di formazione delle fessure	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2$	Mpa	2.67

<b>ANCORAGGIO DELLE BARRE</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 1.0 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	Mpa	3.37
Tensione tan. ultima di ad. $\phi \leq 32$ mm - non buona ad.	$f_{bd} = 2.25 \times 0.7 \times 1.0 \times f_{ctk} / g_c$	MPa	2.36

**4.1.4 Verifiche a fessurazione**

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame si considerano:

- Condizioni molto aggressive: per le verifiche a fessurazione dei getti in opera della soletta, (classe di esposizione XC4-XF4-XD3).

- Condizioni **aggressive**: per le verifiche a fessurazione delle **predalle della soletta**, delle **elevazioni delle spalle** (classe di esposizione **XC4-XF2-XD1**).
- Condizioni **ordinarie**: per le verifiche a fessurazione delle **fondazioni** e delle **sottofondazioni** (classe di esposizione **XC2**).

La Tab. 4.1.IV stabilisce i criteri per la scelta degli stati limite di fessurazione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di armatura:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto, nel caso in esame si ha:

- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Molto Aggressive** – Armatura poco sensibile:
  - o Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_2 = 0.2$  mm
  - o Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_1 = 0.2$  mm
- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Aggressive** – Armatura poco sensibile:
  - o Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm
  - o Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_1 = 0.2$  mm
- Verifiche a fessurazione – condizioni ambientali **Ordinarie** – Armatura poco sensibile:
  - o Combinazione di azioni frequente:  $w_k \leq w_3 = 0.4$  mm
  - o Combinazione di azioni quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0.3$  mm

In diversi casi, in accordo al par. §4.1.2.2.4.5, le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure sono state condotte senza calcolo diretto, verificando che la tensione di trazione dell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, sia contenuta entro i valori limite specificati nelle seguenti tabelle:

**Tabella C4.1.II** Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

In rapporto a quanto specificato nelle precedenti tabelle è possibile individuare le tensioni limite dell'acciaio per ciascun diametro delle barre:

Tensioni limite in funzione diametro barre			
Diametro barre $\phi$ [mm]	Tensione max acciaio $\sigma_s$ [Mpa]		
	$w_3=0.4$ mm	$w_2=0.3$ mm	$w_1=0.2$ mm
	40	160	114
36	180	137	111
32	200	160	129
30	207	171	138
28	213	183	147
26	220	194	156
24	227	204	164
22	233	213	173
20	240	222	182
18	260	231	191
16	280	240	200
14	300	260	220
12	320	280	240
10	360	320	260
8	360	360	280
6	360	360	320

## 4.2 Acciaio in barre per cemento armato e Reti Elettrosaldate

### 4.2.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio in barre B450C in accordo a DM 17/01/2018 (Capitolo 11).

Le Reti Elettrosaldate (RES), potranno essere realizzate impiegando acciaio B450A con le limitazioni all'impiego previste nel capitolo 11 delle NTC2018.

### 4.2.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio per Calcestruzzo armato	Var	unità	B450C	B450A
Qualità dell'acciaio			B450C	B450A
Tensione caratteristica di snervamento nominale	$f_{yk}$	Mpa	450	450
Tensione caratteristica a carico ultimo nominale	$f_{tk}$	Mpa	540	450
Modulo elastico	Es	Mpa	210000	210000
diametro minimo della barra impiegabile	$\phi_{min}$	mm	6	5
diametro massimo della barra impiegabile	$\phi_{max}$	mm	40	10
<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>		<b>Var</b>	<b>unità</b>	
coefficiente $\gamma_s$	$\gamma_s$		1.15	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	Mpa	391.3	391.3
<b>STATI LIMITE DI ESERCIZIO</b>		<b>Var</b>	<b>unità</b>	
$\sigma_{s,max}$ - combinazione di carico caratteristica	$\sigma_{s,max}=0.8 f_{yk}$	Mpa	360.0	360.0

## 4.3 Acciaio per carpenteria metallica

### 4.3.1 Qualità dell'acciaio

La carpenteria metallica sarà realizzata in Acciaio del [tipo autoprotetto \(COR-TEN\)](#) delle seguenti caratteristiche:

#### Acciaio per strutture principali:

##### Elementi principali composti per saldatura o soggetti a saldatura:

- Acciaio [S355J0 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $\leq 20$  mm;
- Acciaio [S355J2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $20 \text{ mm} < t \leq$  di 40 mm;
- Acciaio [S355K2 W +N – UNI EN10025-5/2005](#) per spessori  $t >$  di 40 mm.

##### Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

##### Elementi non soggetti a saldature (angolari, profilati e piastre bullonate):

- Acciaio [S355J0 W+N – UNI EN10025-5/2005](#).

### 4.3.2 Resistenze di progetto

Caratteristiche Acciaio da carpenteria metallica		Var	unità	UNI EN 10025
Qualità dell'acciaio				S355
Tensione caratteristica di snervamento	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa	355
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa	510
Tensione caratteristica di snervamento	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yk}$	Mpa	335
Tensione caratteristica di rottura		$f_{tk}$	Mpa	510
Modulo elastico		Es	Mpa	210000
STATI LIMITE ULTIMI		Var	unità	
coeff. di sicurezza per resistenza delle sezioni $\gamma_{m0}$		$\gamma_{m0}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{m1}$		$\gamma_{m1}$		1.05
coeff. di sicurezza per resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti $\gamma_{m1}$		$\gamma_{m1}$		1.10
coeff. di sicurezza per resistenza alla frattura, delle sez. Tese indebolite dai fori $\gamma_{m2}$		$\gamma_{m2}$		1.25
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m0}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature	$t \leq 40 \text{ mm}$	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	338.1
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	322.7
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd}=0.9 f_{tk}/\gamma_{m2}$	Mpa	367.2
Resistenza plastica di calcolo		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m0}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	319.0
Resistenza all'instabilità delle membrature dei ponti		$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{m1}$	Mpa	304.5
Resistenza alla frattura delle sez. Tese (indebolite dai fori)		$f_{yd}=0.9 f_{tk}/\gamma_{m2}$	Mpa	408.0

### 4.4 Connettori a piolo tipo Nelson

#### 4.4.1 Qualità dell'acciaio

Acciaio secondo UNI EN ISO 13918.

Acciaio [S235J2G3 + C450](#) o similare (ST37 – 3K DIN 50049).

#### 4.4.2 Resistenze di progetto

CONNETTORI A PIOLO		Var	unità	
Qualità dell'acciaio				ex ST37-3K (S235J2+C)
Tensione caratteristica di snervamento		$f_{yk}$	Mpa	$\geq 350$
Tensione caratteristica di rottura		$f_{uk}$	Mpa	$\geq 450$
Allungamento percentuale a rottura		A	%	$\geq 15$
Strizione		St	%	$\geq 50$

### 4.5 Giunzioni bullonate

#### 4.5.1 Qualità dell'acciaio

Tutte le giunzioni bullonate saranno realizzate con bulloneria da precarico ad Alta Resistenza (AR), conforme alla norma UNI EN 14399-1 e alle NTC2018 e recante marchiatura CE.

I bulloni avranno le seguenti caratteristiche:

- Viti di [Classe 10.9](#) secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 898-1;
- Dadi [Classe 10](#) secondo UNI EN 14399-4 e UNI EN ISO 20898-2;
- Rondelle (rosette) secondo UNI EN 14399-6.

Le giunzioni bullonate dei collegamenti tra travi principali e trasversi saranno del tipo ad attrito.

I collegamenti bullonati devono essere a **serraggio controllato** con bulloni caratterizzati da classe k pari a **K<sub>2</sub>** (bulloneria da precarico).

#### 4.5.2 Resistenze di progetto

Classe di resistenza della vite			10.9
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{y,bk}$	Mpa	900
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tbk}$	Mpa	1000
<b>STATI LIMITE ULTIMI</b>		<b>Var</b>	<b>unità</b>
coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni $\gamma_{m2}$	$\gamma_{m2}$		1.25
Resistenza unitaria a taglio - gambo filettato della vite ( $A_{res}$ ) $f_{v,Rd} = f_{ac} f_{tbk} / \gamma_{m2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	400
Resistenza unitaria a taglio - gambo NON filettato della vite (A) $f_{v,Rd} = 0.6 f_{tbk} / \gamma_{m2}$	$f_{v,Rd}$	MPa	480
Resistenza unitaria a trazione - $f_{t,Rd} = 0.9 f_{tbk} / \gamma_{m2}$	$f_{t,Rd}$	MPa	720
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLU $\gamma_{m3}$	$\gamma_{m3}$ SLU		1.25
Unioni ad attrito - coeff. di sicurezza per resistenza dei bulloni a scorrimento SLE $\gamma_{m3}$	$\gamma_{m3}$ SLE		1.10
Unioni ad attrito - coefficiente $\gamma_{m7}$ - Precarico dei bulloni ad Alta Resistenza	$\gamma_{m7}$		1.00
Unioni ad attrito - Forza unitaria di "precarico" $f_{p,Cd} = 0.7 f_{tbk} / \gamma_{m7}$	$f_{p,Cd}$	MPa	700
Unioni ad attrito - coefficiente di attrito $\mu$	$\mu$		0.30
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLU $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{m3}$	$f_{s,Rd}$ SLU	MPa	168
Unioni ad attrito - Resistenza unitaria allo scorrimento SLE $f_{s,Rd} = \mu f_{p,Cd} / \gamma_{m3}$	$f_{s,Rd}$ SLE	MPa	191

#### 4.6 Giunzioni saldate

Tutte le giunzioni, sia quelle da eseguire in officina che quelle da eseguire in cantiere, **saranno di tipo saldato a completa penetrazione di 1° classe.**

I procedimenti di saldatura, i materiali di apporto e i controlli dovranno essere conformi a quanto stabilito dalle NTC2018.

Le specifiche e la sequenza esecutiva delle saldature a completa penetrazione saranno concordate con l'I.I.S.



## 5 AZIONI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

### 5.1 Elenco delle azioni sui ponti stradali

Le azioni di progetto, in accordo con quanto previsto dal capitolo 5 "Ponti" delle NTC2018, vengono di seguito elencate:

#### Azioni permanenti:

- Peso proprio degli elementi strutturali: g1
- Carichi permanenti portati (pavimentazione, cordoli/marciapiedi, barriere acustiche (ove previste), barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfiocchi e simili) g2
- Altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, etc.) g3

#### Distorsioni e deformazioni impresse:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε1
- Effetti reologici - ritiro: ε2
- Effetti reologici - viscosità: ε3
- Cedimenti vincolari: ε4

#### Azioni Variabili da traffico:

- Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici (Schemi di carico 1 ÷ 5): q1
- Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturale: q2
- Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q3
- Azione centrifuga: q4

#### Altre Azioni Variabili:

- Azioni di Neve e di Vento: q5
- Azioni idrodinamiche: q6
- Azioni della temperatura: q7
- Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q8
- Resistenze parassite dei vincoli: q9

#### Azioni sismiche:

E

#### Azioni eccezionali:

A

Nel prosieguo vengono analizzate solo le azioni prese in considerazione ai fini della progettazione delle strutture in esame.

### 5.2 Analisi dei carichi

Nella determinazione dei valori delle azioni si è tenuto conto dei seguenti pesi unitari dei materiali:

- Strutture in cemento armato:  $\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- Strutture in acciaio:  $\gamma_{acciaio} = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Pavimentazione:  $\gamma_{pav} = 24.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni agenti sulle strutture con riferimento al loro valore caratteristico (k).

## 5.2.1 Azioni permanenti - Peso proprio degli elementi strutturali – g1

### 5.2.1.1 Peso proprio delle strutture d'impalcato

Nell'ambito dell'analisi globale delle travi principali d'impalcato, il peso proprio della carpenteria metallica è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato, a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando un coefficiente maggiorativo pari a **2.20** che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (controventi, saldature, bullonature etc.).

Considerando la configurazione con massima larghezza relativa all'impalcato sinistro, il peso proprio della soletta comprensiva delle predelle è pari a:

- Soletta in c.a.:  $(3.10 \times 0.20) \times 25.0 = 15.5$  kN/ml

Il carico agente su ciascuna trave, generato dal peso della soletta, risulta pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Peso soletta in c.a.	kN/m	7.75	7.75

Nell'ambito dell'analisi delle sottostrutture è stato considerato il seguente peso proprio delle strutture in carpenteria metallica d'impalcato:

- Strutture in carpenteria metallica impalcato :  $0.10 \times 3.10 = 0.31$  kN/ml

Si ottiene pertanto un peso proprio complessivo delle strutture d'impalcato pari a:

$$Pg1a = 15.5 + 0.31 = 15.81 \text{ kN/m}$$

### 5.2.1.2 Peso proprio delle sottostrutture e relative fondazioni

Il peso proprio delle spalle è stato computato nell'ambito delle rispettive analisi e verifiche, condotte con l'ausilio di specifici fogli di calcolo di Excel.

## 5.2.2 Azioni permanenti - Carichi permanenti portati – g2

### 5.2.2.1 Carichi permanenti agenti sulle strutture d'impalcato

Il peso della pavimentazione, comprensivo dello strato di impermeabilizzazione estradossale, è pari a:

$$g2,pav = 0.11 \times 24.0 = 2.64 \text{ kN/mq}$$

approssimando per eccesso, nelle analisi si considera il valore di **3.0** kN/mq.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

<b>Analisi dei carichi</b>		p (kN/m)	ecc (m)	M (kNm/m)
cordolo sx	kN/m	1.20	-1.40	-1.68
cordolo dx	kN/m	1.20	1.40	1.68
pavimentazione	kN/m	7.50	0.00	0.00
barriera antirumore /parapetto sx	kN/m	1.00	-1.40	-1.40
barriera antirumore /parapetto dx	kN/m	1.00	1.40	1.40
veletta sx + carter (ove presente)	kN/m	1.40	-1.55	-2.17
veletta dx + carter (ove presente)	kN/m	1.40	1.55	2.17
<b>Sommano</b>		<b>14.70</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>

Pertanto, i carichi agenti sulle due travi risultano pari a:

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
cordoli	kN/m	1.20	1.20
pavimentazione	kN/m	3.75	3.75
barriere antirumore/parapetti	kN/m	1.00	1.00
velette	kN/m	1.40	1.40
<b>Totale permanenti portati</b>	<b>kN/m</b>	<b>7.35</b>	<b>7.35</b>

### 5.2.2.2 Rinterro sulle spalle

Gli effetti del rinterro sono stati determinati considerando un peso specifico del terreno:

$$\gamma_{rin} = 18.0 \text{ kN/m}^3$$

### 5.2.3 Azioni permanenti - Spinta delle terre in condizioni statiche – g3

La spinta delle terre sulle spalle fondate su pali è stata valutata in esercizio con riferimento al coefficiente di spinta a riposo del terreno retrostante.

Sono stati considerati i seguenti parametri:

peso di volume del materiale da rilevato stradale:  $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$

angolo d'attrito interno del rilevato stradale:  $\phi = 35^\circ$

coefficiente di spinta a riposo :  $K0 = 1 - \text{sen } \phi = 0.426$

In condizioni sismiche, la spinta delle terre è stata valutata in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è esplicitato nell'ambito delle verifiche delle spalle.

### 5.2.4 Distorsioni e deformazioni impresse - Effetti reologici: ritiro e viscosità – e2 e e3

#### 5.2.4.1 Deformazione da ritiro a tempo infinito

La deformazione totale per ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno

La valutazione delle deformazioni sopra elencate è stata effettuata in accordo al punto §11.2.10.6 delle NTC2018 pervenendo ai seguenti valori:

Ritiro del calcestruzzo ( $\varepsilon$ )	var	unità	
Modulo elastico calcestruzzo	$E_c$	MPa	34077
spessore dei getti in opera	$h_c$	m	0.140
area del calcestruzzo soggetta a ritiro	$A_c$	m <sup>2</sup>	0.434
perimetro della sezione a contatto con l'atmosfera	$u$	m	3.38
coefficiente $h_0 = 2 \times A_c / u$	$h_0$	mm	257
umidità relativa atmosfera	RH	%	75%
deformazione finale da ritiro per essiccamento	$\varepsilon_c$		0.00023
deformazione finale per ritiro autogeno	$\varepsilon_{ca}$		0.00006
<b>deformazione totale finale per ritiro</b>	<b><math>\varepsilon_{cs}</math></b>		<b>0.00029</b>

Gli effetti dovuti al ritiro iperstatico sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

$$N_r = - \varepsilon_{cs} \times A_c \times E_a / n_r$$

$$M_r = N_r \times z$$

Essendo:

$\varepsilon_{cs}$  la deformazione totale finale per ritiro;

$A_c$  l'area del calcestruzzo soggetta a ritiro;

$E_a$  modulo elastico dell'acciaio;

$n_r$  coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni del ritiro.

$z$  distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di lungo termine dovute al ritiro.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

**Effetti dovuti al ritiro del calcestruzzo ( $\varepsilon_2$ )**

	var	unità	
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a tinf estremità sx	z	m	0.199
baricentro della sezione composta a tinf estremità dx	z	m	0.199
Forza assiale d'estremità	Ncr	kN	-1647.4
Momento flettente d'estremità sx	Mcrsx	kNm	328.5
Momento flettente d'estremità dx	Mcrdx	kNm	328.5

## Carichi agenti sulle travi

		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità sx	kN	-823.7	-823.7
Momento flettente d'estremità sx	kNm	164.2	164.2
Forza assiale d'estremità dx	kN	-823.7	-823.7
Momento flettente d'estremità dx	kNm	164.2	164.2

**5.2.4.2 Coefficienti di omogeneizzazione acciaio-cls a lungo termine**

Gli effetti del ritiro e della viscosità sono valutati mediante l'adozione di un modulo elastico del calcestruzzo corretto:

$$E_c^* = \frac{E_{c0}}{1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)}$$

Dove:

$E_{c0}$  è il modulo elastico del cls a 28 giorni;

$\psi_L$  è un coefficiente correttivo dipendente dal tipo di azione che per la valutazione degli effetti isostatici ed iperstatici del ritiro vale 0.55 mentre per la valutazione degli effetti indotti dai carichi permanenti vale 1.10;

$\phi(t, t_0)$  è il coefficiente di viscosità definito in accordo alle tabelle 11.2.VI e 11.2.VII delle NTC2018 in funzione di  $t_0$

$t_0$  è assunto pari ad 1 giorno per la valutazione degli effetti dovuti dal ritiro, mentre è assunto pari a 60 giorni per la valutazione degli effetti dovuti ai carichi permanenti.

Le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni trasversali composte che schematizzano l'impalcato sono state definite omogeneizzando la soletta alla trave metallica. Per le azioni di lunga durata, sono stati definiti i rapporti modulati  $n_L$  in funzione del tipo di azione mediante la:

$$n_L = \frac{E_a}{E_c^*} = \frac{E_a}{E_{c0} / (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))} = n_0 (1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0))$$

Avendo indicato con  $n_0 = E_a / E_{c0}$  il rapporto modulare per azioni di breve durata.

In ultima analisi si ottiene:

Condizione di carico	$\psi_L$	$t_0$ (giorni)	$\phi_c$ (inf,60)	$n_L$
Ritiro	0.55	1	2.98	16.26
Carichi permanenti portati	1.10	60	1.38	15.55

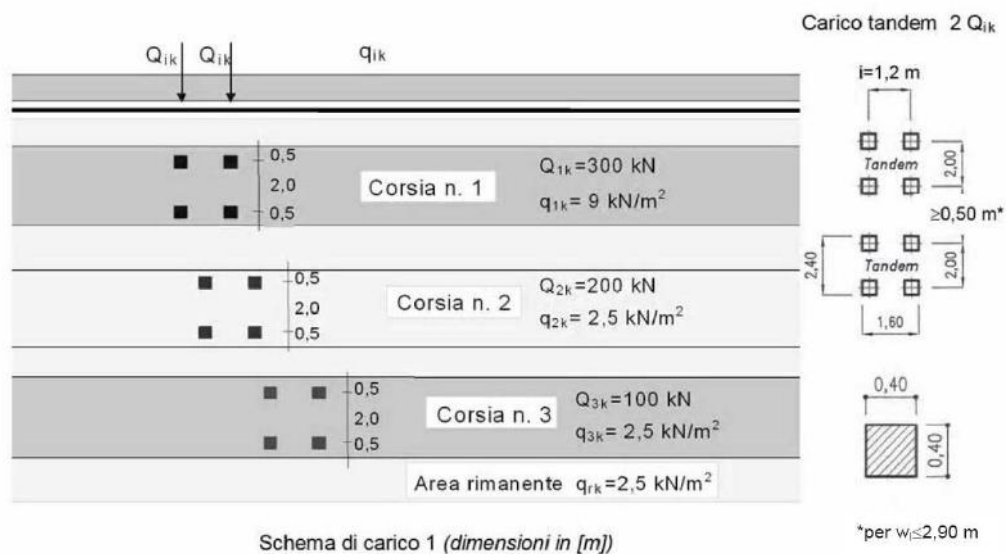
### 5.2.5 Distorsioni e deformazioni impresse - Cedimenti vincolari – $\epsilon_4$

Trattandosi di impalcato a trave appoggiata, gli effetti legati ai cedimenti degli appoggi sono nulli.

### 5.2.6 Azioni variabili da traffico - Carichi verticali comprensivi degli effetti dinamici – $q_1$

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel punto 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Per le analisi globali finalizzate al dimensionamento delle strutture di impalcato e delle sottostrutture si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 costituito da carichi concentrati su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella seguente figura:



Si considera un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

Le intensità dei carichi concentrati e distribuiti considerate sono quelle richiamate nella Tab. 5.1.II delle NTC2018:

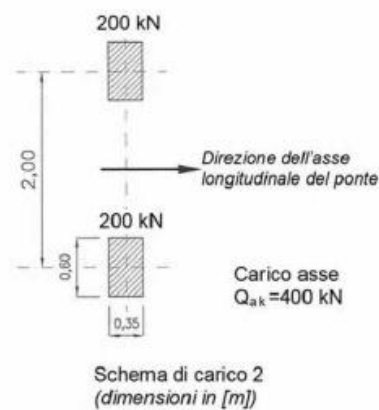
Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

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

I suddetti carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Nel caso in esame, essendo una pista ciclo-pedonale, è stato considerato solo lo Schema di carico 5, relativo alla folla, uniformemente distribuito di intensità pari a 5.0 kN/m<sup>2</sup>.

Per le verifiche locali della soletta d'impalcato è stato considerato anche lo Schema di carico 2 costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0.60 m ed altezza 0.35 m, come mostrato nella figura seguente:



Questo schema è stato considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa.

Le larghezze  $w_l$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I delle NTC2018):

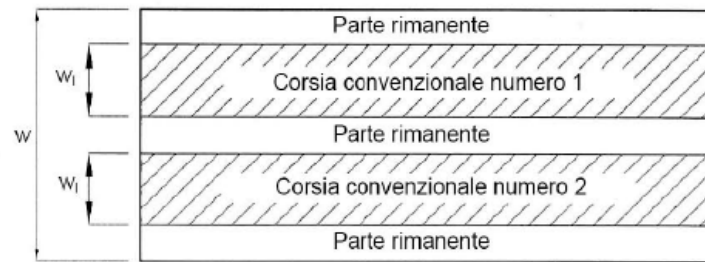


Fig. 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

### 5.2.6.1 Disposizione longitudinale dei carichi mobili

In direzione longitudinale, i carichi sono stati applicati come suggerito dalle linee d'influenza in modo da ottenere gli effetti più sfavorevoli.

### 5.2.7 Azioni di Neve e di Vento – q5

Il carico di neve, non concomitante con i carichi da traffico, non risulta in alcun modo dimensionante nel caso in esame e non viene preso in considerazione.

Le azioni da vento sono state valutate secondo quanto specificato nel par. 3.3 delle NTC2018.

L'azione del vento è stata assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Tale azione è stata considerata agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposte al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

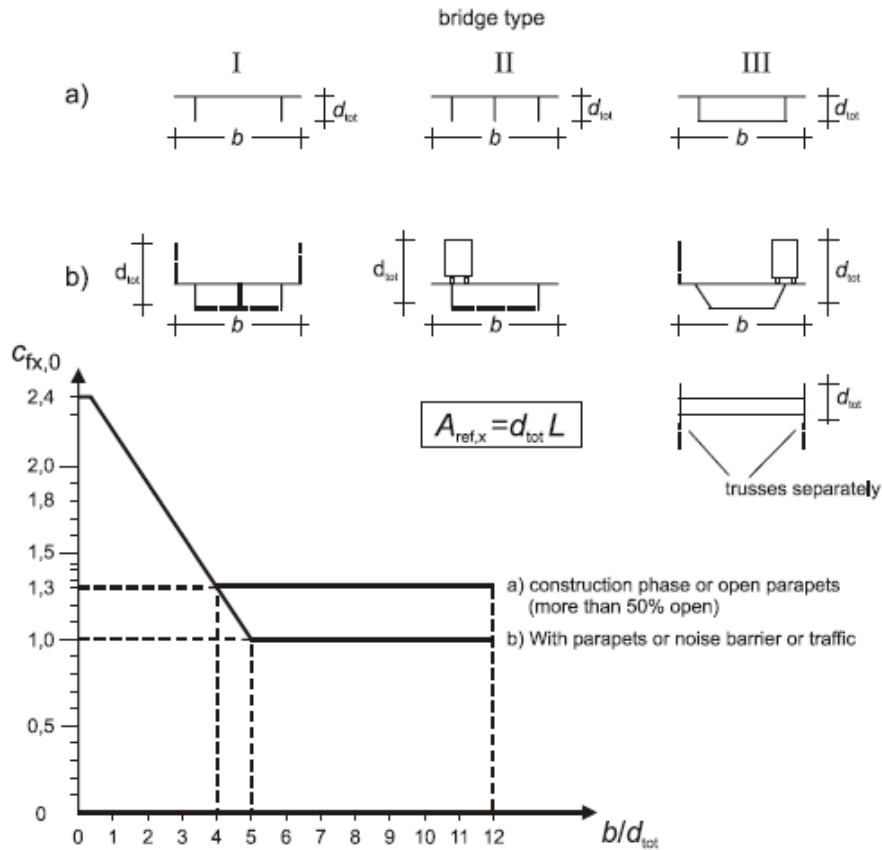
Per il calcolo dei coefficienti di forma si è fatto riferimento alla UNI-ENV 1991-2-4/1997:

$$c_{f,x} = c_{f,x,0} \cdot \psi_{\lambda,x}$$

Dove:

$c_{f,x,0}$  è il coefficiente di forma per snellezza infinita da determinarsi in base alle caratteristiche geometriche dell'impalcato ed al rapporto d/b in base alle figure sotto riportate:



Figure 8.3 — Force coefficient for bridges,  $C_{fx,0}$ 

Il valore del fattore di riduzione  $\Psi_{\lambda,x}$  si ricava in funzione della snellezza effettiva  $\lambda$  e del rapporto di solidità  $\phi$  dal grafico sottostante:

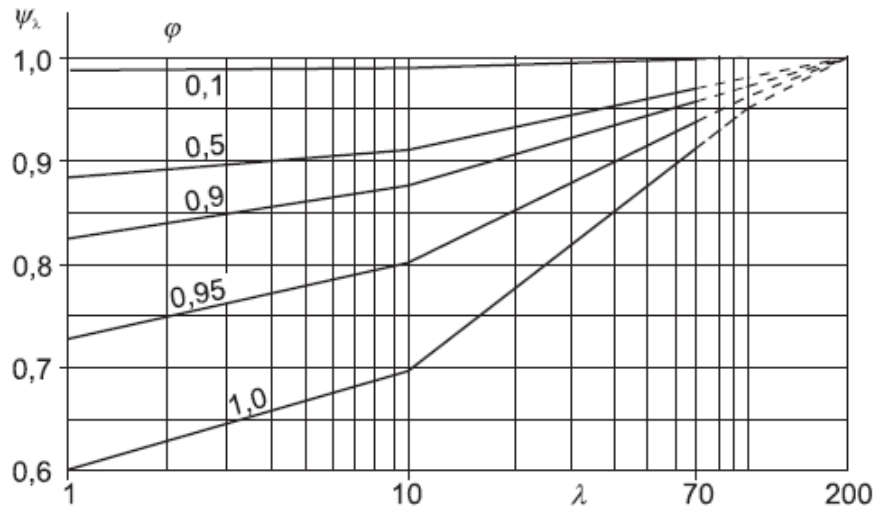


Figure 7.36 — Indicative values of the end-effect factor  $\psi_\lambda$  as a function of solidity ratio  $\phi$  versus slenderness  $\lambda$

Di seguito si riporta il calcolo delle azioni esercitate dal vento sulle strutture d'impalcato:

Effetti dovuti al Vento (q5)	var	unità	
Zona del territorio italiano	Zona		1
parametro $v_{b,0}$	$v_{b,0}$	m/sec	25
parametro $a_0$	$a_0$	m	1000
parametro $k_a$	$k_a$	l/sec)	0.4
altitudine del ponte s.l.m.	$a_s$	m	31
velocità di riferimento $v_b$	$v_b$	m/sec	25.0
pressione cinetica del vento	$q_b$	kN/m <sup>2</sup>	0.39
Classe di rugosità del terreno			B
Categoria di esposizione del sito		0	IV
coefficiente $k_r$	$k_r$		0.22
altezza di riferimento $z_0$	$z_0$	m	0.30
altezza di riferimento $z_{min}$	$z_{min}$	m	8.00
altezza dal suolo $z$	$z$	m	2.0
coefficiente di topografia	$c_t$		1.0
coefficiente di esposizione $c_e(z)$	$c_e$		1.63
coefficiente dinamico $c_d$	$c_d$		1.00
coefficiente di forma $c_{p1}$ impalcato scarico	$c_{p1}$		2.12
coefficiente di forma $c_{p2}$ impalcato carico	$c_{p2}$		2.35
coefficiente di forma $c_{p3}$ pile	$c_{p3}$		1.20
pressione del vento impalcato scarico		kN/m <sup>2</sup>	1.35
pressione del vento impalcato carico		kN/m <sup>2</sup>	1.50
pressione del vento pile		kN/m <sup>2</sup>	0.77
Lunghezza complessiva impalcato	$L_{tot}$	m	12.6
altezza impalcato scarico	$H_{p1}$	m	2.35
Altezza centro di taglio	$z_g$	m	0.59

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

Carichi verticali agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Vento ad impalcato scarico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-0.66	0.66
Vento ad impalcato carico - rispetto al baricentro impalcato	kN/m	-5.94	5.94
Vento ad impalcato scarico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-1.33	1.33
Vento ad impalcato carico - rispetto al piano appoggi	kN/m	-7.62	7.62

## 5.2.8 Azioni della temperatura – q7

Le variazioni termiche agenti sulle strutture d'impalcato sono state adottate in accordo alla norma EN 1991-1-5.

Nell'analisi globale delle strutture d'impalcato e delle sottostrutture sono state considerate:

- una variazione termica positiva tra soletta e travi metalliche pari a  $+10^{\circ}$ ;
- una variazione termica negativa tra soletta e travi metalliche pari a  $-10^{\circ}$ .

La differenza di temperatura uniforme agente sulle strutture d'impalcato, considerata ai fini del dimensionamento dell'escursione longitudinale di dispositivi di appoggio e giunti di dilatazione, è stata valutata in base ai seguenti parametri:

Dati	Var	unità	
Distanza tra punto fisso e giunto di dilatazione	DL	m	6.2
Tipologia di impalcato	Type		2
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$		1.00E-05
Temperatura iniziale	T0		15
Temperatura massima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmax	[°]	41.43
Temperatura minima dell'aria all'ombra al livello del mare	Tmin	[°]	-7.59
altitudine del sito sul livello del mare	as	m	32
Zona climatica	Z		II
deformazione totale finale per ritiro	$\epsilon_{CS}$		0.00015

La tipologia d'impalcato fa riferimento alla classificazione della EN 1991-1-5 (tipo 1 per impalcato in acciaio e tipo 2 per impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo).

La zona climatica fa riferimento alla zonizzazione del territorio nazionale di seguito illustrata:

Al fine della valutazione della temperatura dell'aria all'ombra a quote diverse da quella del mare, il territorio italiano è suddiviso in 4 zone climatiche:

- zona I (Valle d'Aosta, Piemonte Lombardia, Emilia Romagna, Veneto, Friuli Venezia Giulia, Trentino Alto Adige);
- zona II (Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata);
- zona III (Marche, Abruzzo, Molise, Puglia);
- zona IV (Calabria, Sicilia).



*Figura 5.1: Zonizzazione del territorio nazionale per valutazioni azioni climatiche*

I valori delle temperature massime e minime all'ombra al livello del mare, sono state desunte dalle seguenti mappe:



Figura 5.2: Temperature dell'aria massime  $T_{max}$  (sx) e minime  $T_{min}$  (dx) dell'aria all'ombra al livello del mare

Gli effetti dovuti alle variazioni termiche differenziali sono stati schematizzati attraverso le seguenti azioni equivalenti applicate alle estremità:

**Variazioni termiche positive:**

$$N\Delta T+ = \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T+ = - N\Delta T+ \times z$$

**Variazioni termiche negative:**

$$N\Delta T- = - \alpha \Delta T \times A_c \times E_a / n_0$$

$$M\Delta T- = N\Delta T+ \times z$$

Essendo:

$\alpha$  il coefficiente di dilatazione termica;

$A_c$  l'area della soletta gettata in opera;

$E_a$  modulo elastico dell'acciaio;

$n_0$  coefficiente di omogeneizzazione acciaio-clt relativo alle azioni di breve termine.

z distanza tra baricentro della soletta e baricentro della sezione composta relativo alle azioni di breve termine.

Di seguito il dettaglio dei valori relativo al caso in esame:

Effetti dovuti alle Variazioni termiche (q7)	var	unità	
variazione termica positiva	$\Delta T+$	°	10.0
variazione termica negativa	$\Delta T-$	°	-10.0
coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$		1.00E-05
coefficiente di omogeneizzazione a t0	n0		6.16
distanza tra il baricentro della soletta in cls e il baricentro della sezione composta a t0 estremità sx	z	m	0.126
baricentro della sezione composta a t0 estremità dx	z	m	0.126
Forza assiale d'estremità DT+	NcdT+	kN	1478.9
Momento flettente d'estremità sx	McdT+sx	kNm	-186.0
Momento flettente d'estremità dx	McdT+dx	kNm	-186.0
Forza assiale d'estremità DT-	NcdT-	kN	-1478.9
Momento flettente d'estremità sx	McdT-sx	kNm	186.0
Momento flettente d'estremità dx	McdT-dx	kNm	186.0

Carichi agenti sulle travi		Trsx	Trdx
Forza assiale d'estremità - DT+	kN	739.5	739.5
Momento flettente d'estremità sx	kNm	-93.0	-93.0
Momento flettente d'estremità dx	kNm	-93.0	-93.0
Forza assiale d'estremità - DT-	kN	-739.5	-739.5
Momento flettente d'estremità sx	kNm	93.0	93.0
Momento flettente d'estremità dx	kNm	93.0	93.0

### 5.2.9 Azioni sui parapetti e urto veicolo in svio – q8

Il sistema di forze orizzontali equivalenti all'effetto dell'azione d'urto, nel caso in esame, non è stato considerato trattandosi di un ponte ciclopedonale.

### 5.2.10 Azioni sismiche – E

#### 5.2.10.1 Coordinate di riferimento e parametri sismici fondamentali

I parametri sismici fondamentali sono stati determinati per la regione Sardegna utilizzando la Tabella 2, in allegato alle NTC. Si ottengono i seguenti valori:

Vita Nominale	$V_N=$	50	anni
Classe d'uso	$C_I=$	II	
Coefficiente d'uso	$C_u=$	1	
<b>Periodo di riferimento</b>	<b><math>V_R=</math></b>	<b>50</b>	<b>anni</b>

## PARAMETRI SISMICI

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]
SLO	60	0.059	2.466	0.243
SLD	101	0.076	2.445	0.258
SLV	949	0.193	2.436	0.280
SLC	1950	0.249	2.425	0.288

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale, definiti in base al §3.2 delle NTC 2018.

### 5.2.10.2 Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali

Gli spettri di risposta elastici della componenti orizzontali sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_e(T)$  è l'accelerazione spettrale orizzontale;

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \times S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 5.1) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 5.2);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \times T_C^*$  dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Tabella 5.1);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e vale:  
 $T_B = T_C / 3$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D=4.0x(a_g/g)+1.6$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5.1 – Espressioni per  $S_s$  e  $C_c$

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

Tabella 5.2 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Nel caso in esame si ha:

- Categoria di sottosuolo: **C**
- Categoria stratigrafica: **T1**

La figura seguente illustra gli spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali:



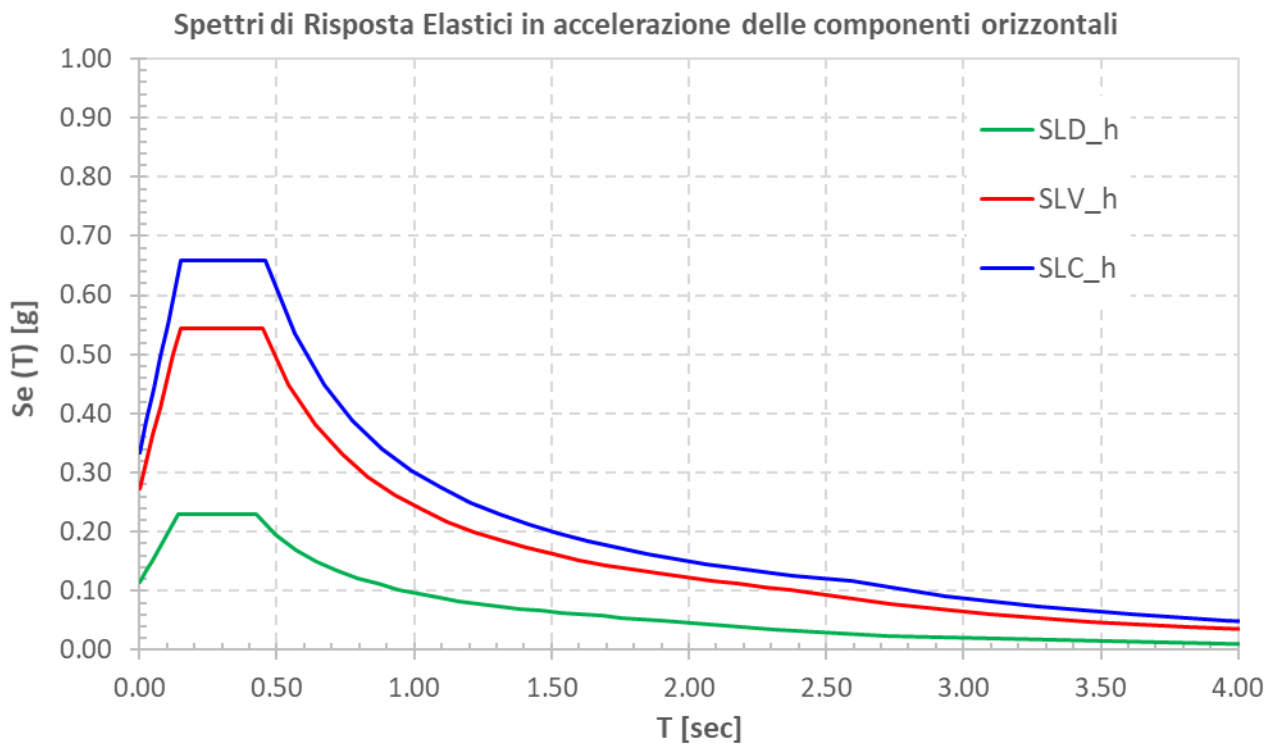


Figura 5.3 – Spettri elastici di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]	$T_B$ [sec]	$T_C$ [sec]	$T_D$ [sec]	$S_s$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]	$C_c$ [-]	$d_g$ [m]	$v_g$ [m/s]
SLD	0.076	2.445	0.258	0.141	0.424	1.905	1.50	1.00	1.50	1.64	0.023	0.076
SLV	0.193	2.436	0.280	0.149	0.448	2.373	1.42	1.00	1.42	1.60	0.071	0.193
SLC	0.249	2.425	0.288	0.152	0.456	2.596	1.34	1.00	1.34	1.58	0.097	0.239

Tabella 5.3 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta elastici

### 5.2.10.3 Spettri di risposta in accelerazione della componente verticale

Gli spettri di risposta elastici della componente verticale sono definiti dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

$F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad [3.2.9]$$

In cui:

T è il periodo di vibrazione;

$S_{ve}(T)$  è l'accelerazione spettrale verticale;

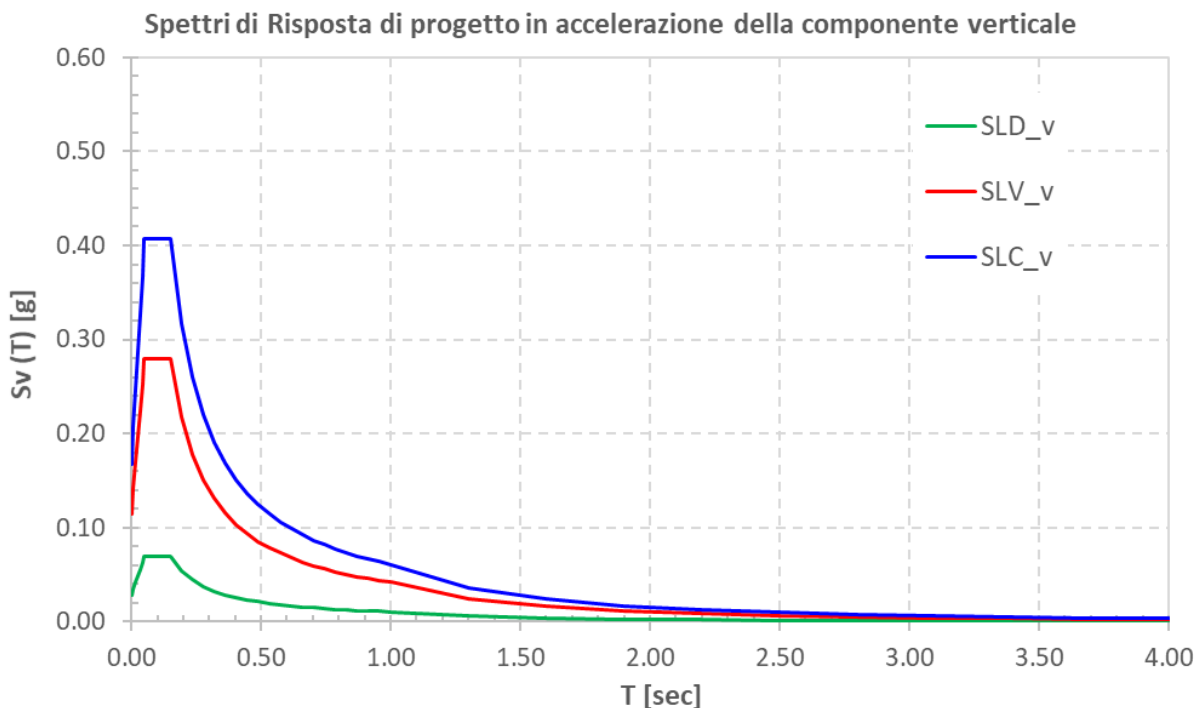
$F_v$  Il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione  $F_v = 1.35 \times F_0 \times (a_g/g)^{0.5}$ ;

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VI delle NTC2018:

**Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale**

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La figura seguente illustra gli spettri di risposta in accelerazione della componente verticale di progetto:



*Figura 5.4 – Spettri elastici di risposta in accelerazione della componente verticale*

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

La tabella seguente illustra i parametri caratteristici degli spettri di risposta.

STATO LIMITE	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$F_V$ [-]	$T_B$ [sec]	$T_C$ [sec]	$T_D$ [sec]	$S_S$ [-]	$S_T$ [-]	$S$ [-]
SLD	0.076	2.445	0.912	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLV	0.193	2.436	1.446	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00
SLC	0.249	2.425	1.634	0.050	0.150	1.000	1.00	1.00	1.00

Tabella 5.4 – Parametri caratteristici degli spettri di risposta

#### 5.2.10.4 Masse sismiche

In accordo al punto §5.1.3.12 delle NTC2018, Per determinare gli effetti delle azioni sismiche sulle strutture si è fatto riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti portati, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

### 5.3 Combinazioni di Carico

#### 5.3.1 Combinazioni di carico in esercizio

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono state considerate le combinazioni di cui ai gruppi di azioni 1, 2a e 2b della tabella 5.1.IV delle NTC2018:

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

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

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

La tabella 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche SLU:

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

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

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

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

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Nel caso in esame, essendo i carichi permanenti non strutturali compitamente definiti sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC2018:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

### 5.3.1.1 Combinazioni per verifiche strutture d'impalcato

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7b} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$ ;
- $F_d = 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_2 + 1.2 \times \varepsilon_4 + 1.35 Q_1 + 1.50 \times 0.60 \times q_{7a} + 1.50 \times 0.6 \times q_5$ ;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-Rara sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7b} + 0.6 \times q_5$ ;
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + Q_1 + 0.60 \times q_{7a} + 0.6 \times q_5$ ;

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLE-FRequente sono le seguenti:

- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7b}$ ;
- $F_d = G_1 + G_2 + \varepsilon_4 + 0.75 \times Q_{1C} + 0.40 \times Q_{1D} + 0.50 \times q_{7a}$

Dove:

- $G_1$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai pesi propri;
- $G_2$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai permanenti portati;
- $\varepsilon_2$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al ritiro;

- $\varepsilon_4$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute ai cedimenti dei vincoli (ove previsti);
- $q_{7a}$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica positiva;
- $q_{7b}$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alla variazione termica negativa;
- $Q_1$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute alle azioni variabili da traffico (C carichi concentrati – D carichi distribuiti – F folla);
- $Q_5$  sono le caratteristiche della sollecitazione dovute al vento.

### 5.3.1.2 Combinazioni per sottostrutture

Si rimanda ai capitoli relativi al dimensionamento delle spalle.

### 5.3.2 Combinazioni di carico in fase sismica

La risposta della struttura è stata calcolata per sisma agente in direzione orizzontale trasversale e longitudinale ed in direzione verticale.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

$$E_I = E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_t = 0.30 E_{EI} \pm E_{Et} \pm 0.30 E_{Ev}$$

$$E_v = 0.30 E_{EI} \pm 0.30 E_{Et} \pm E_{Ev}$$

Essendo:

$E_{EI}$  Azione sismica in direzione orizzontale longitudinale;

$E_{Et}$  Azione sismica in direzione orizzontale trasversale;

$E_{Ev}$  Azione sismica in direzione verticale.

Le azioni sismiche sono state combinate con i carichi permanenti secondo la seguente espressione:

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

Nelle verifiche di resistenza delle strutture d'impalcato è omessa la combinazione sismica in quanto non dimensionante.

## 6 ANALISI E VERIFICHE DELLE STRUTTURE D'IMPALCATO

### 6.1 Criteri di calcolo

#### 6.1.1 Analisi globale

##### 6.1.1.1 Definizione del modello di calcolo

L'impalcato ha uno [schema statico di trave appoggiata](#) con luci pari agli interassi delle spalle misurati sull'asse stradale.

L'analisi strutturale è condotta [su una singola trave principale](#), sottoposta al peso proprio, ai sovraccarichi permanenti, alle distorsioni, all'aliquota dei carichi mobili che discende dalla ripartizione trasversale dei carichi ed alle azioni del vento.

La trave è discretizzata in conci di sezione costante, in modo da tener conto delle variazioni geometriche e della fessurazione della soletta.

La trave è stata vincolata rigidamente in corrispondenza degli allineamenti delle spalle.

##### 6.1.1.2 Caratteristiche geometrico-inerziali in fase di analisi

L'analisi è stata condotta per fasi distinte per tenere conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'evoluzione delle caratteristiche geometrico-inerziali della struttura nel tempo. In particolare, sono stati analizzati i seguenti modelli:

1. *Modello 1*: In cui le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni sono ottenute considerando la sola struttura metallica. Con questo modello si valutano gli effetti dovuti ai pesi propri. Per quanto attiene l'impalcato il peso proprio è quello complessivo relativo alla carpenteria metallica, al peso delle predalles ed al peso del getto di completamento della soletta in c.a.;
2. *Modello 2*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare  $n_L = n_{inf}$ . Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di lunga durata: i carichi permanenti.
3. *Modello 3*: In cui sono considerate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione composta costituita dalle travi metalliche e dalla soletta in c.a. omogeneizzata all'acciaio mediante il rapporto modulare  $n_L = n_0$ . Con questo modello si valutano gli effetti dovuti alle azioni di breve durata o impulsive: Azioni variabili da traffico, Vento.

Nei modelli 2 e 3 si è tenuto conto della riduzione di rigidità della sezione composta in prossimità degli appoggi interni per la fessurazione della soletta, trascurando il contributo inerziale del calcestruzzo su un tratto di lunghezza pari al 15% delle luci delle campate adiacenti e considerando comunque il contributo inerziale delle armature presenti entro la soletta collaborante.

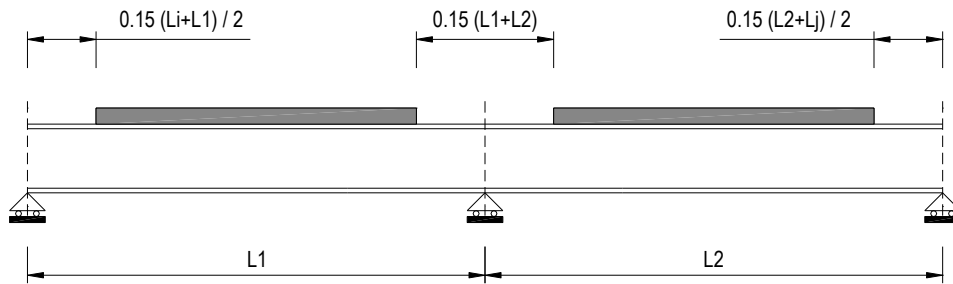


Figura 6.1. Modellazione degli effetti dovuti alla fessurazione

### 6.1.1.3 Larghezze collaboranti in fase di analisi e di verifica

Le larghezze collaboranti della soletta da considerare in fase di verifica delle sezioni composte sono state determinate come precisato nel par. §4.3.2.3 delle NTC2018.

La larghezza efficace  $b_{eff}$  della soletta è stata determinata con l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

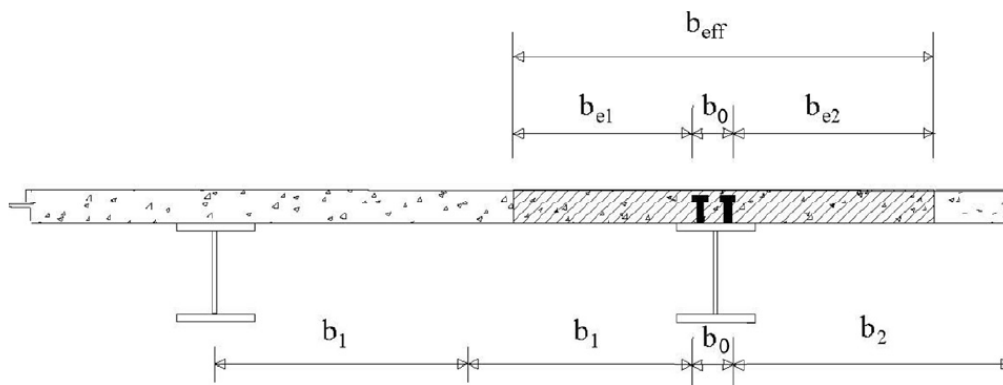


Fig. 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$

dove:

$b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei}$  è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta pari al minimo tra  $b_i$  e  $L_e/8$ ;

$L_e$  nelle travi poggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata nella fig. 4.3.2. delle NTC2018;



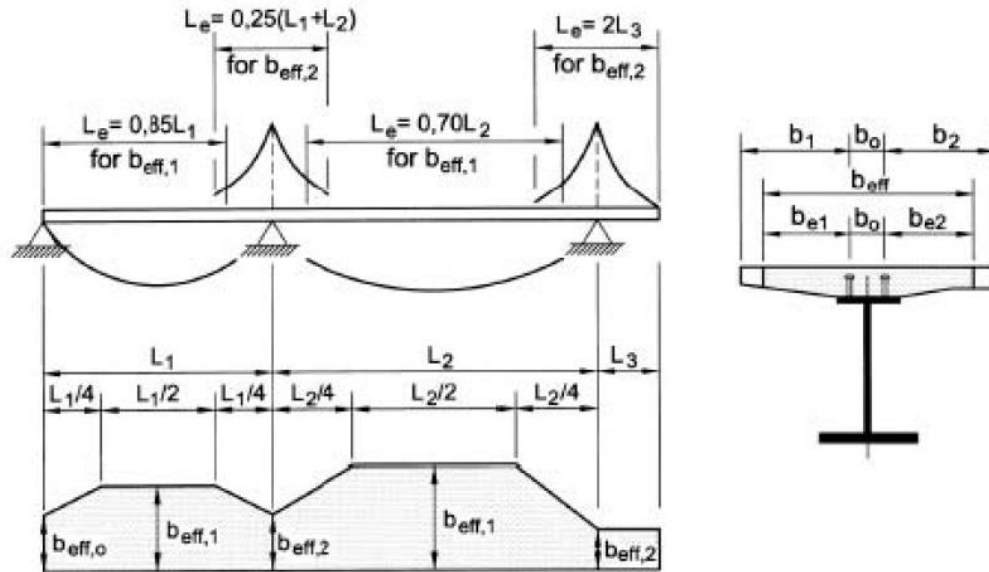


Fig. 4.3.2 - Larghezza efficace,  $b_{eff}$  e luci equivalenti,  $L_e$  per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.25 L_e/b_{ei}) \leq 1.0$$

In fase di analisi è stata considerata una larghezza efficace costante sull'intera lunghezza di ogni campata e pari al valore ottenuto in mezzera ( $b_{eff1}$ ) così come esposto in precedenza.

### 6.1.2 Analisi locali

Il calcolo della soletta è stato effettuato mediante un modello agli elementi finiti che la schematizza attraverso elementi tipo SHELL, vincolate in semplice appoggio in corrispondenza delle travi principali.

## 6.2 Analisi statica globale

L'analisi statica globale della trave continua è stata condotta con l'ausilio del noto programma agli elementi finiti SAP2000®.

La figura seguente illustra la geometria del modello di calcolo:

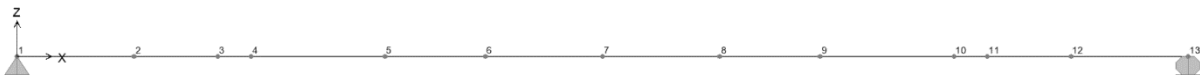


Figura 6.2. Geometria del modello di calcolo

### 6.2.1 Caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni in fase di analisi

In allegato si riepilogano le caratteristiche geometriche-inerziali delle sezioni che compongono le sezioni d'impalcato considerate in fase di analisi.

I simboli corrispondono allo schema seguente:

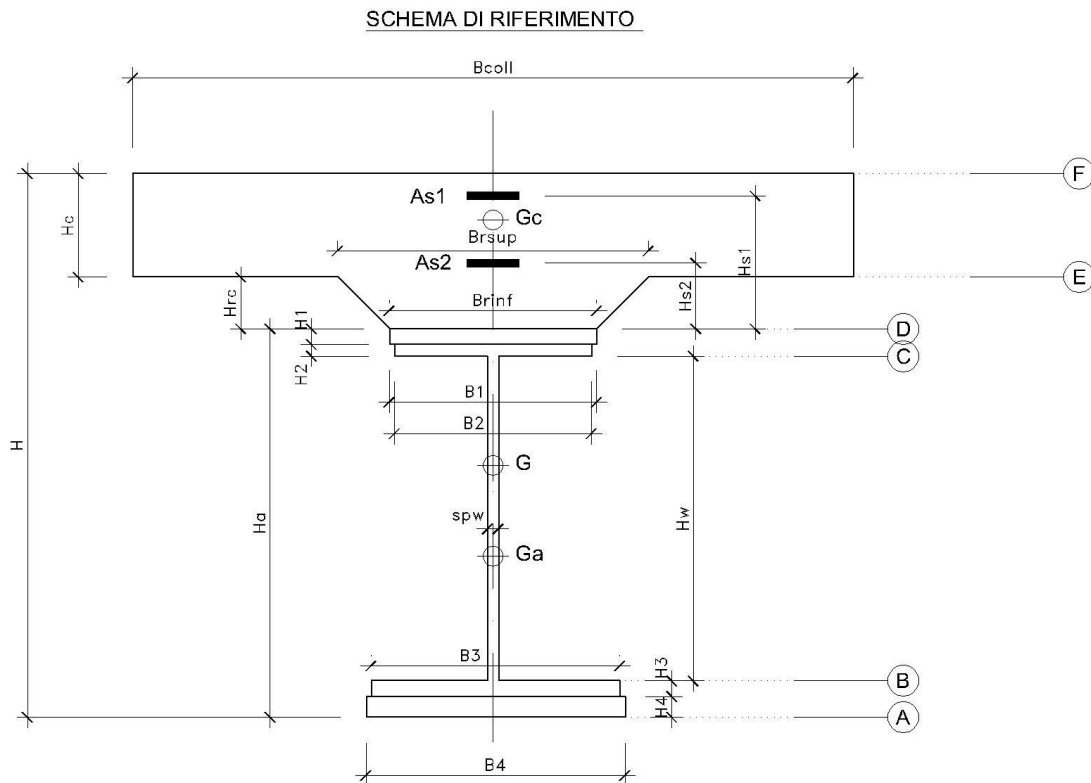


Figura 6.3. Schema di riferimento per la valutazione delle caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni delle travi d'impalcato

### 6.2.2 Applicazione dei carichi al modello

#### 6.2.2.1 Peso proprio della struttura (Load G1) – fase 1

Il peso proprio della carpenteria metallica dell'impalcato è stato computato in automatico dal codice di calcolo utilizzato a partire dalle aree degli elementi che rappresentano le travi principali, considerando il coefficiente maggiorativo specificato al par. 5.2.1.1 che tiene conto dell'incidenza delle strutture secondarie (traversi, controventi, saldature, bullonature etc.).

Il peso proprio della soletta, specificato al par. 5.2.1.1, è stato applicato quale carico uniformemente distribuito agli elementi che schematizzano la trave.

#### 6.2.2.2 Carichi permanenti portati (Load G2) – fase 2

I carichi permanenti portati, specificato al par. 5.2.2.1, sono stati applicati quali carichi uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

### 6.2.2.3 Cedimenti vincolari (Load CED1, CED2, CED3 – Involuppi Comb: CED) – fase 2

Trattandosi di impalcati a trave poggiate, gli effetti legati ai cedimenti degli appoggi sono nulli.

### 6.2.2.4 Ritiro (LOAD RIT) - fase 2

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni. Gli effetti del ritiro iperstatico, trattandosi di impalcati a trave poggiate, sono nulli.

### 6.2.2.5 Carichi mobili verticali (MOVE MV)– fase 3

L'applicazione dei treni di carico nel modello avviene attraverso un apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti a uno o più treni di carico viaggianti lungo linee di carico (lanes) prefissate, che nel caso in esame corrispondono [all'asse della trave](#).

In particolare, è stato utilizzato l'apposito modulo del programma di calcolo che permette di valutare gli effetti in termini di sollecitazioni e deformazioni dovuti ad un treno di carico viaggiante lungo la struttura.

Sono stati considerati i seguenti treni di carico viaggiante relativi alla trave complessivamente più sollecitata:

- V2018-F: Carichi distribuiti dello Schema di carico 5

### 6.2.2.6 Variazioni termiche (LOAD DT+, DT-) - fase 3

Gli effetti dovuti alle azioni isostatiche non sono applicati al modello ma sono conteggiati direttamente in fase di verifica delle sezioni. Gli effetti iperstatici dalle variazioni termiche tra soletta e struttura metallica, trattandosi di impalcati a trave poggiate, sono nulli.

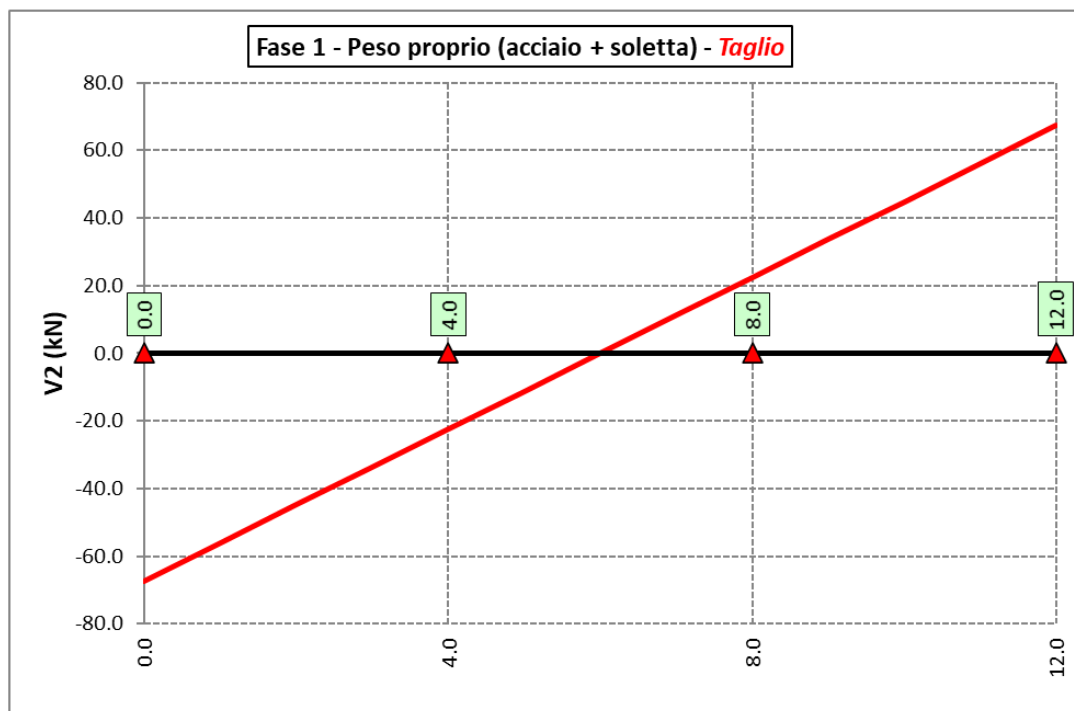
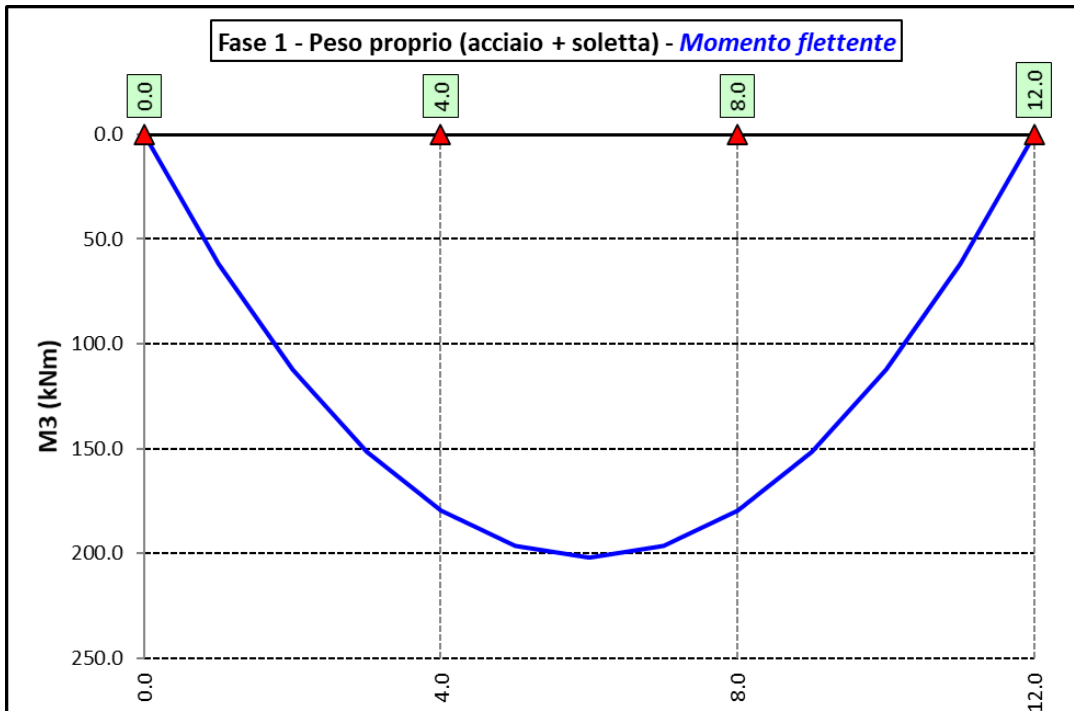
### 6.2.2.7 Vento trasversale (LOAD Q5-TR, Q5-APP) - fase 3

Le azioni dovute al vento, specificate al par. 5.2.7, sono state applicate quali carichi verticali uniformemente distribuiti sugli elementi che schematizzano la trave.

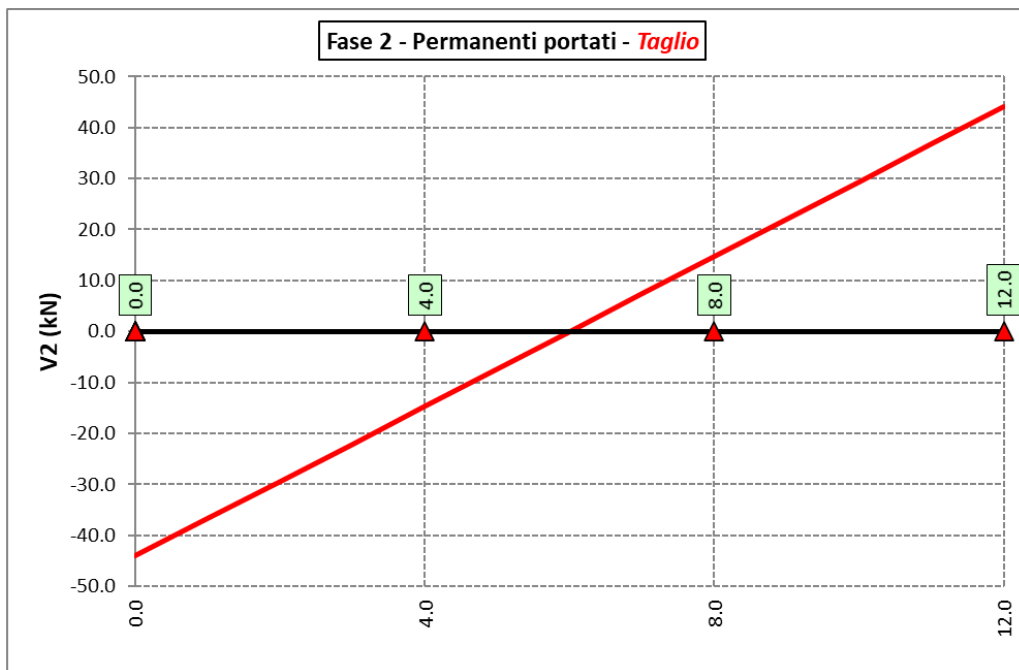
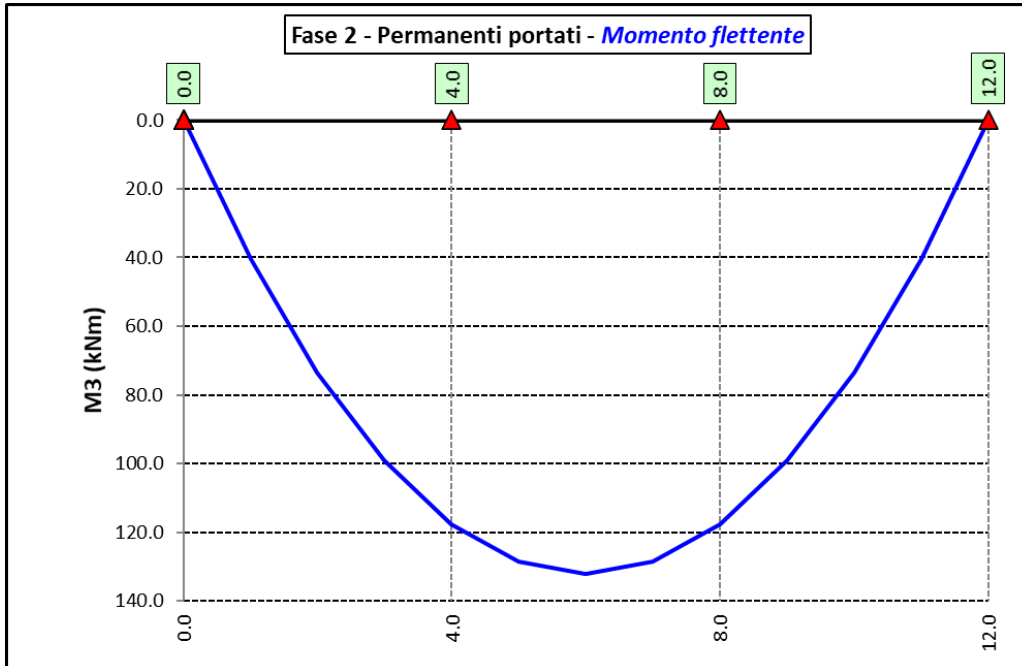
## 6.2.3 Sollecitazioni di progetto

Le figure seguenti rappresentano le sollecitazioni agenti sulla trave principale maggiormente sollecitata, in termini di Momento flettente M3 e sforzo di taglio V2 per ciascuna condizione di carico esaminata:

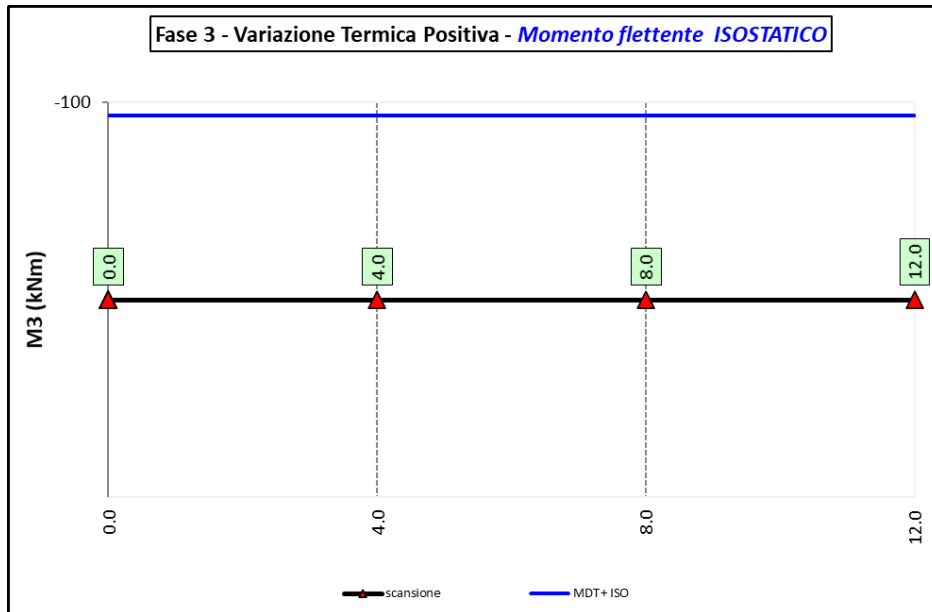
### 6.2.3.1 Peso proprio (acciaio + soletta) – Modello 1



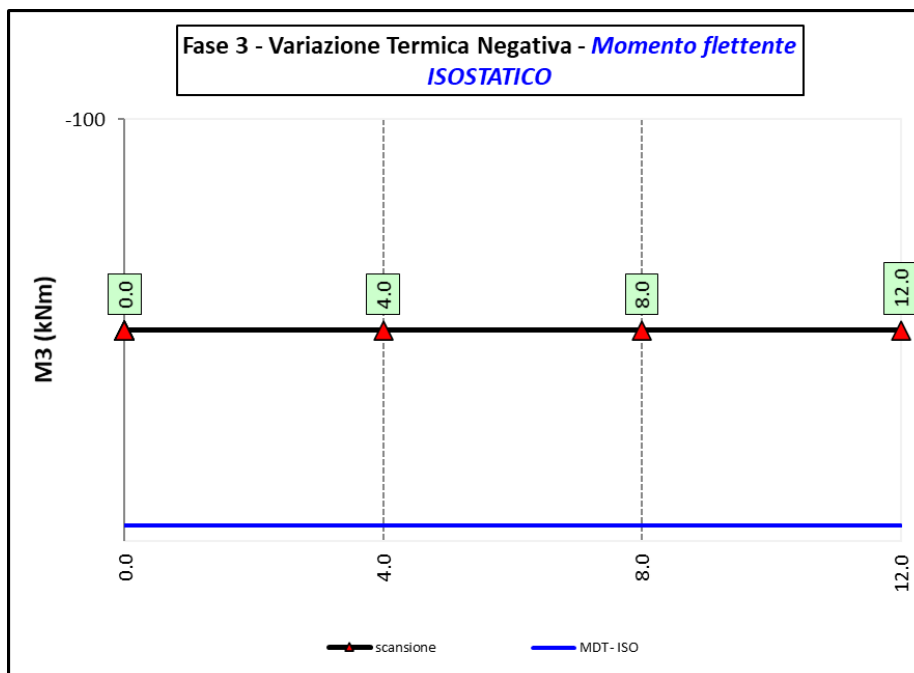
### 6.2.3.2 Permanenti portati – Modello 2



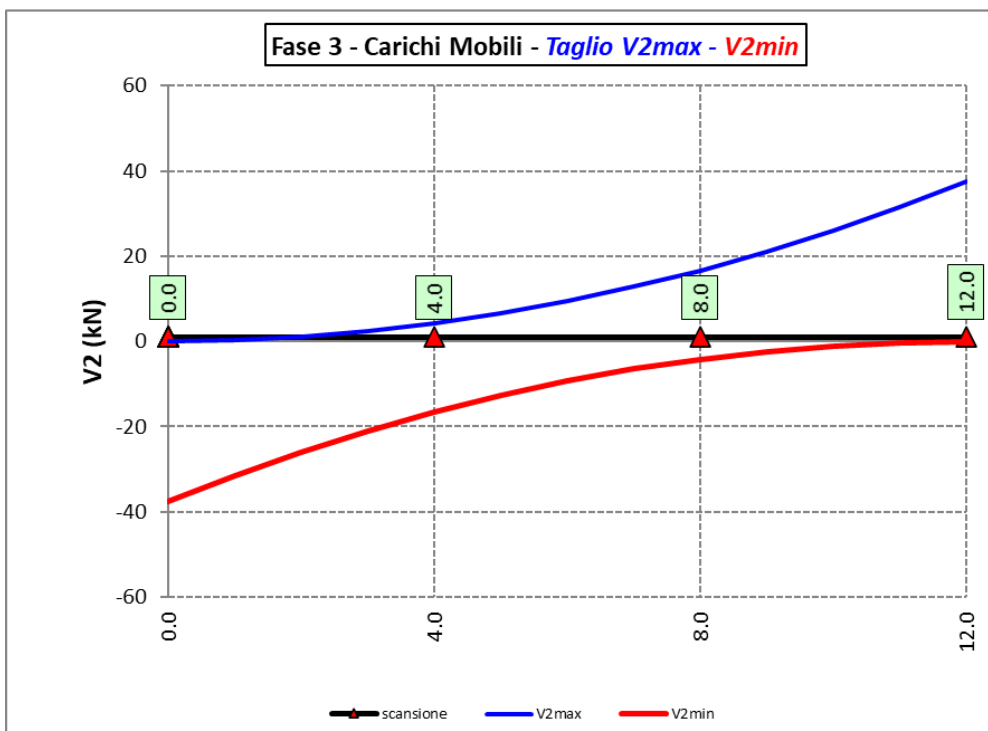
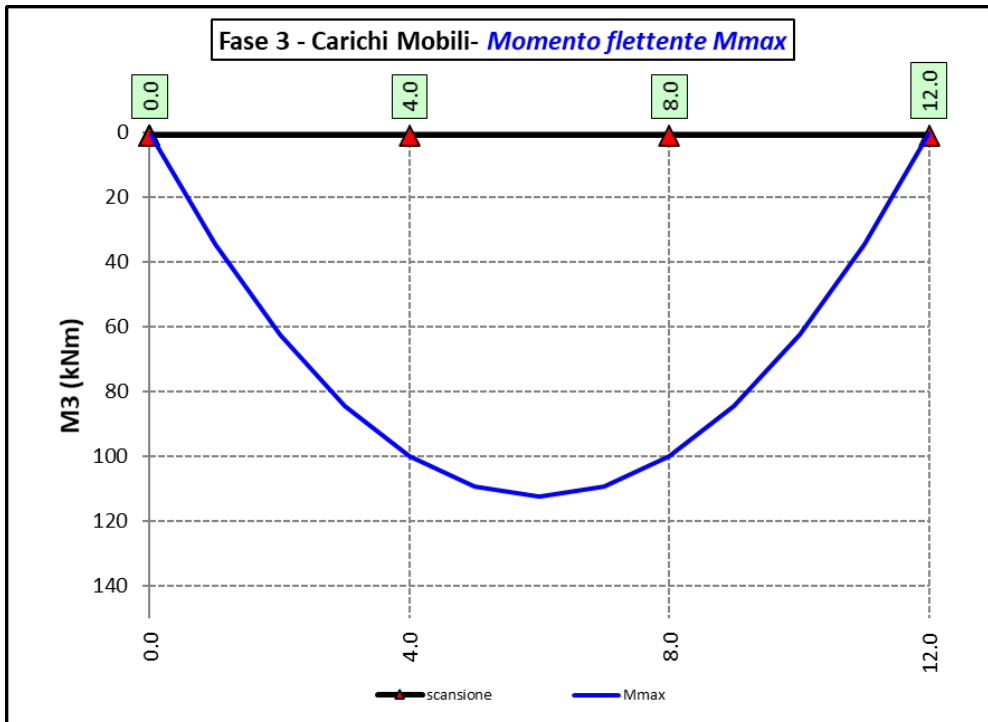
### 6.2.3.3 Variazioni termiche positive ( $\Delta T+$ ) - Modello 3



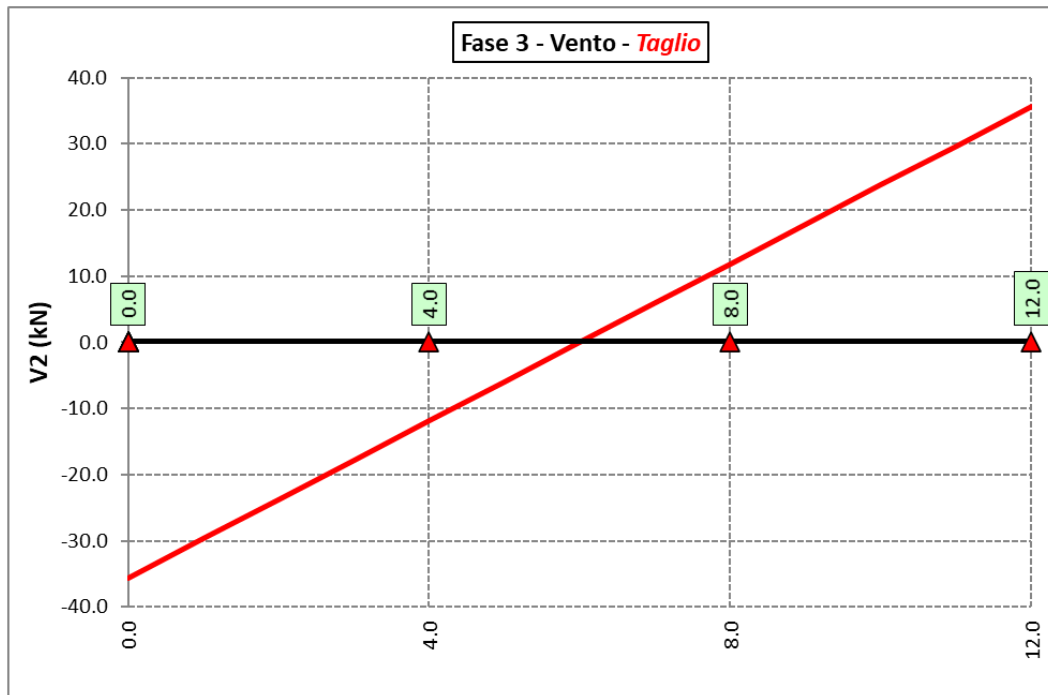
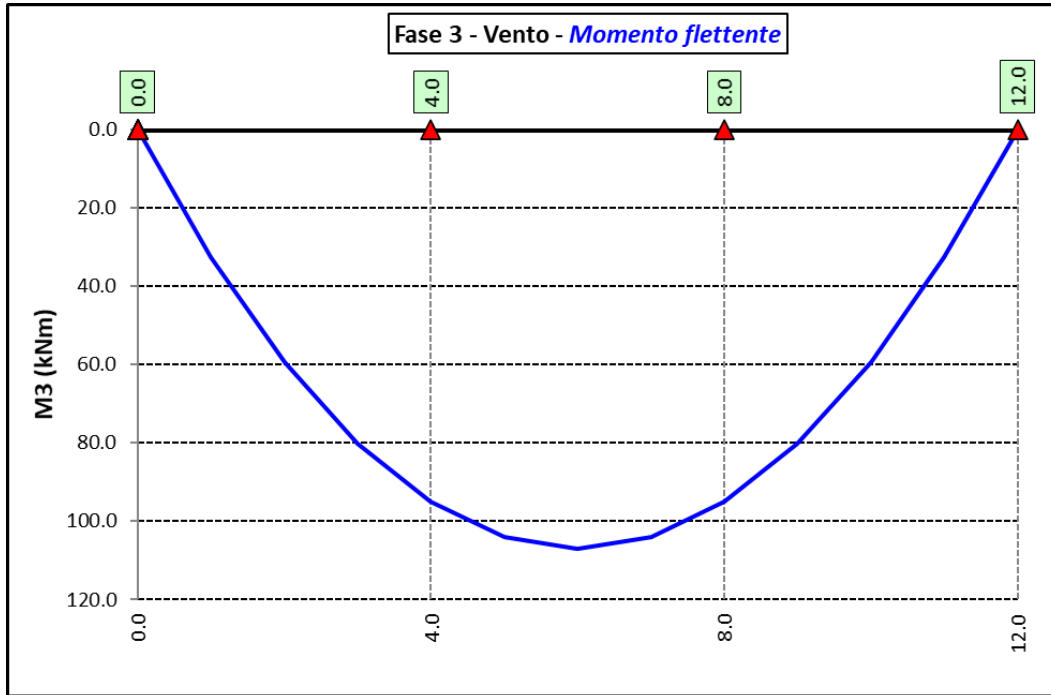
### 6.2.3.4 Variazioni termiche negative ( $\Delta T-$ ) - Modello 3



## 6.2.3.5 Azioni variabili da traffico (Involuppi) – Modello 3



### 6.2.3.6 Vento – Modello 3





Ai fini delle verifiche statiche delle travi principali agli SLU sono state considerate le combinazioni di carico illustrate al paragrafo 5.3.

In allegato si riporta il riepilogo delle caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU.

### 6.3 Verifiche delle travi principali

#### 6.3.1 Verifiche di resistenza SLU

##### 6.3.1.1 Classificazione delle sezioni resistenti

In base al par. 4.2.3.1 delle NTC2018 le sezioni trasversali degli elementi strutturali in acciaio si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\theta$  definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

Essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1: quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 3$ ;
- Classe 2: quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1,5$ ;
- Classe 3: quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- Classe 4: quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le Tab. 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.IV delle NTC2018, di seguito riportate, forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni:

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse


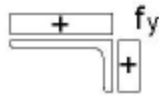

		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
<b>3</b>	$h/t \leq 15\varepsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
<b>1</b>	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
<b>2</b>	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
<b>3</b>	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ (Per $d/t > 90 \varepsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$e$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\varepsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli degli elementi componenti.

Il sistema di classificazione utilizzato per le travi in acciaio vale anche per le sezioni composte. La classe di una sezione composta è la più alta classe tra quella degli elementi in acciaio compressi che la compongono.

È possibile che una sezione trasversale con anima in classe 3 e flange in classe 1 o 2, venga riclassificata in classe 2 equivalente come definito in EN 1993-2.

### 6.3.1.2 Resistenza alla flessione

Le sezioni in classe 1 o 2 possono essere verificate utilizzando sia la loro resistenza a flessione plastica che elastica. Le sezioni di classe 3 possono attingere alla sola resistenza elastica, o eventualmente essere riclassificate in classe 2 equivalente e poi verificate con la resistenza a flessione plastica. Le sezioni in classe 4 attingono alla sola resistenza elastica, ma utilizzando la sola sezione trasversale efficace, ridotta per tener conto dell'instabilità. Tutti i metodi di verifica sono basati sulle ipotesi di:

- conservazione delle sezioni piane (connessione rigida)
- perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;

- resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile.

Per le sezioni di classe 1 e 2 le verifiche a pressoflessione agli SLU sono state condotte controllando che il momento di progetto  $M_{Ed}$  sia minore del momento resistente plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto  $M_{NR,d}$ , ovvero in termini adimensionali verificando che:

$$\eta_{1,plast} = \frac{M_{Ed}}{M_{NR,d}} \leq 1,0$$

Per le sezioni di classe 3 e 4 la verifica a pressoflessione è condotta in campo elastico verificando che le tensioni normali nelle fibre estreme della sezione risultino non superiori alle resistenze tensionali di progetto. Per le sezioni di classe 4 si tiene conto degli effetti dell'instabilità locale nella definizione delle proprietà efficaci della sezione trasversale, secondo le indicazioni dell'EN 1993-1-5. Anche in questo caso i risultati delle verifiche sono presentati in forma adimensionale, controllando che risulti:

$$\eta_{1,elast} \leq 1,0$$

### 6.3.1.3 Resistenza al taglio

La resistenza di progetto a taglio è definita considerando il solo contributo fornito dall'anima  $V_{bw,Rd}$ , e trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito dalle flange  $V_{bf,Rd}$  di entità estremamente ridotta:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yk} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Tenuto conto del rapporto  $h_w/t_w$  che caratterizza le travi di ponte, si ricade nella seguente fattispecie, relativa ad anime dotate di irrigidimenti verticali:

$$\frac{h_w}{t_w} \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Pertanto, la resistenza al taglio dell'anima deve essere valutata in termini di resistenza all'instabilità:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} h_w \cdot t_w$$

dove:

$\eta = 1,20$  per gradi di acciaio inferiori a S460;

$h_w$  e  $t_w$  sono rispettivamente l'altezza e lo spessore dell'anima;

$\gamma_{M1}$  è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1.10;

$\chi_w$  è un fattore di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio fornito dalla seguente tabella in funzione del parametro di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_w$ :

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabella 6.1 – Fattore  $\chi_w$  di resistenza all'instabilità dell'anima a taglio

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$$

Dove:

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t_w^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot h_w^2}$$

Per anime dotate di irrigidimenti trasversali e senza irrigidimenti longitudinali, il fattore di  $k_\tau$  è fornito dalle seguenti espressioni in funzione del rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti trasversali  $a$  e l'altezza dell'anima  $h_w$ :

per  $a/h_w \geq 1$ :

$$k_\tau = 5.34 + 4.0 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

per  $a/h_w < 1$ :

$$k_\tau = 4.0 + 5.34 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove  $V_{Ed}$  è la sollecitazione tagliante di progetto.

### 6.3.1.4 Interazione taglio-momento flettente

Per valori di  $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.50$  non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali.

Per valori di  $\bar{\eta}_3 > 0.50$  superiori:

- per sezioni di classe 1 e 2 la tensione di snervamento dell'anima, considerata nel calcolo del momento resistente plastico della sezione, viene ridotta in accordo alla norma EN 1994-2;
- Per sezioni di classe 3 e 4 si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui:

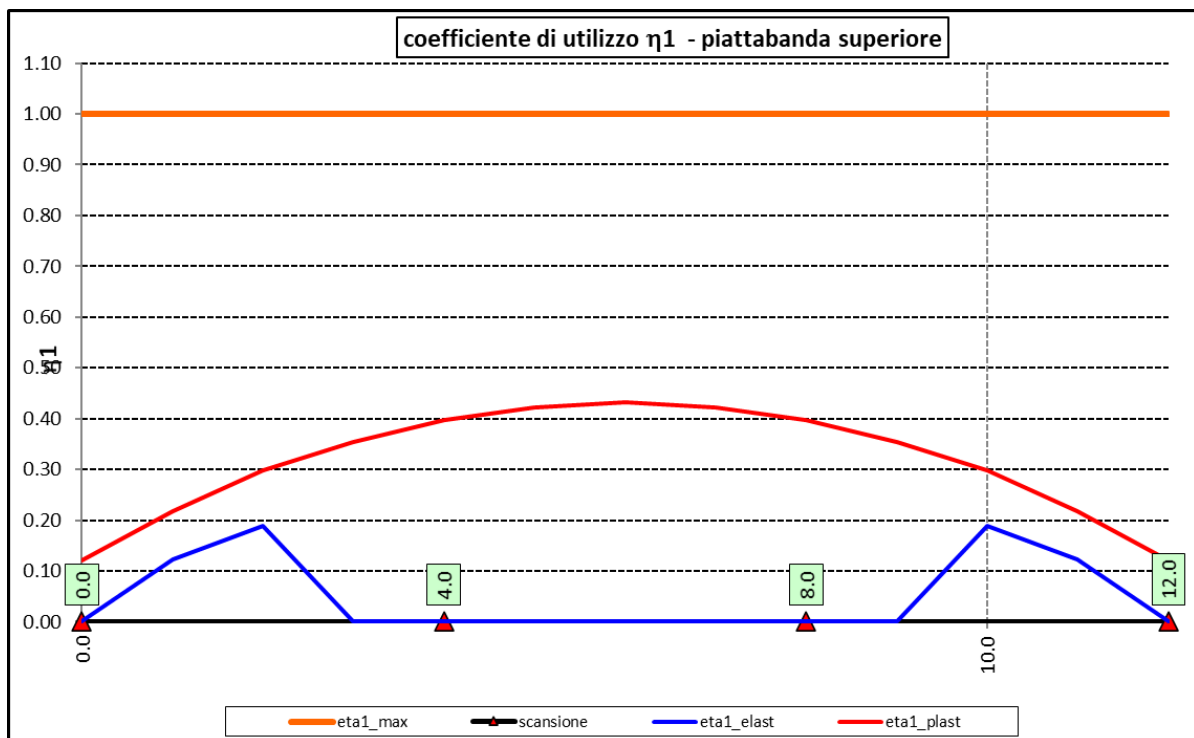
$M_{f,Rd}$  è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;

$M_{Pl,Rd}$  è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$$

### 6.3.1.5 Risultati verifiche travi principali agli SLU per pressoflessione, taglio e interazione taglio-momento

Si riportano nel seguito le rappresentazioni grafiche delle verifiche per l'involuppo delle combinazioni di carico precedentemente individuate, che come è possibile evincere sono tutte soddisfatte.



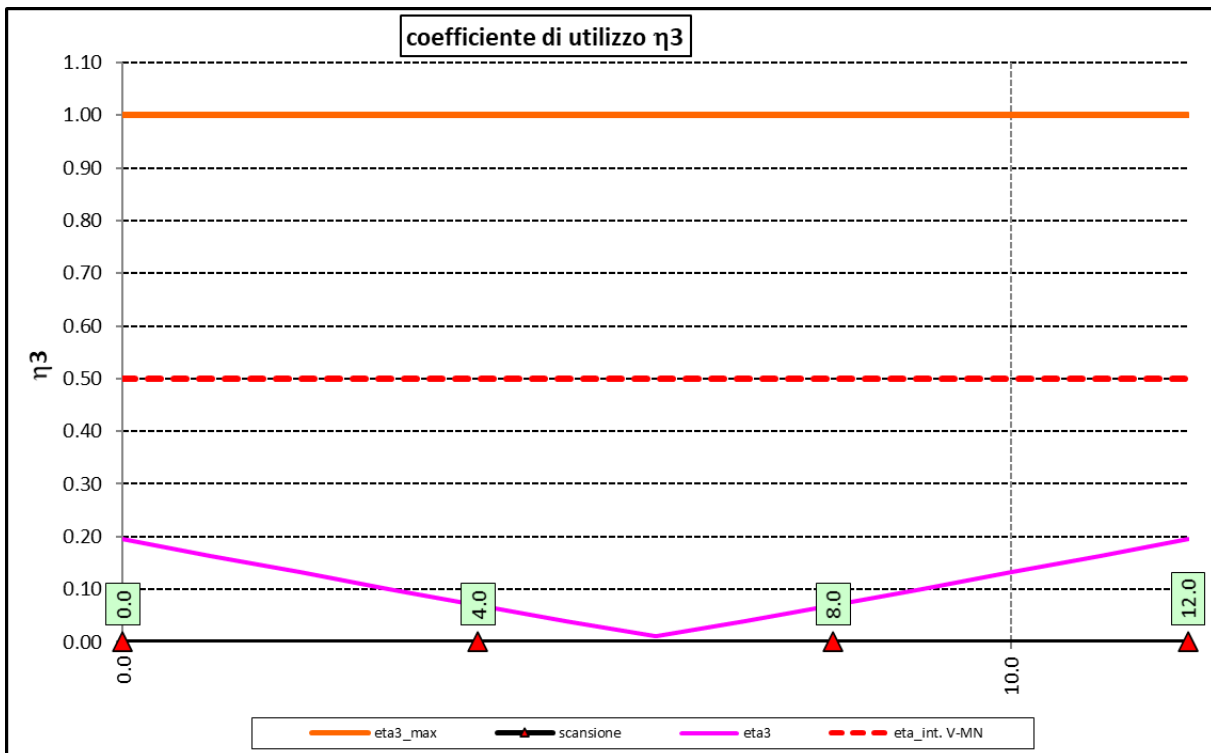
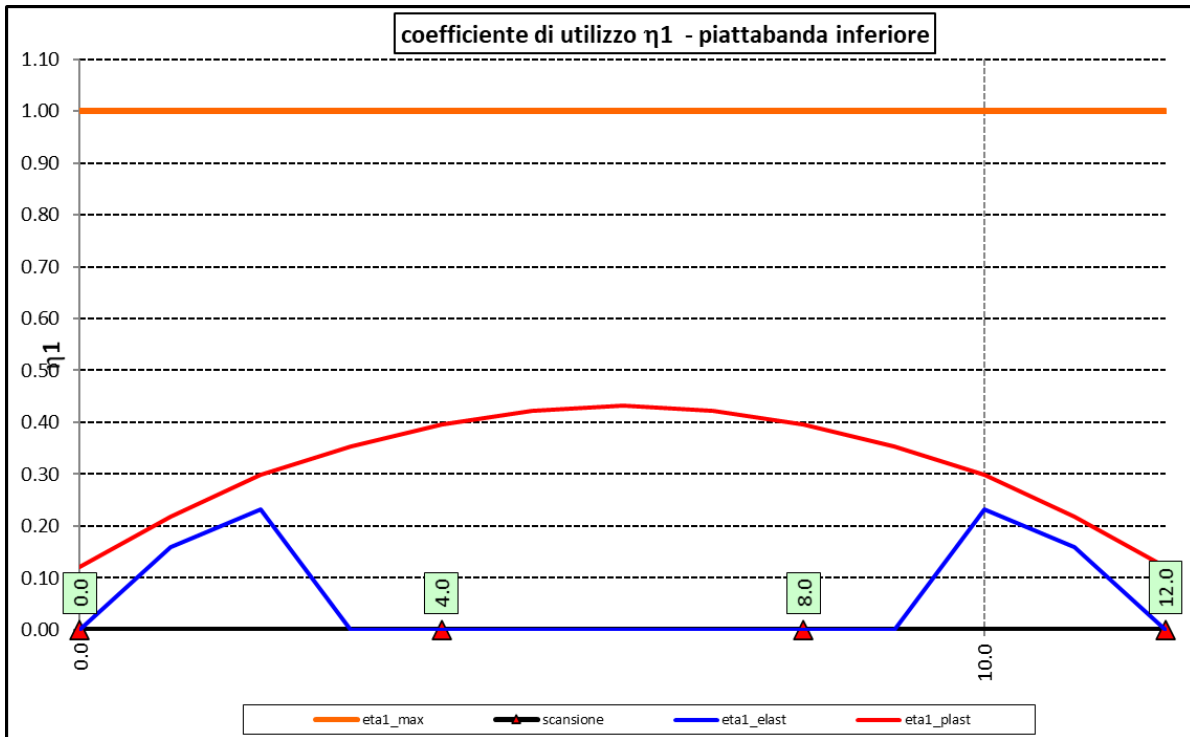
Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001





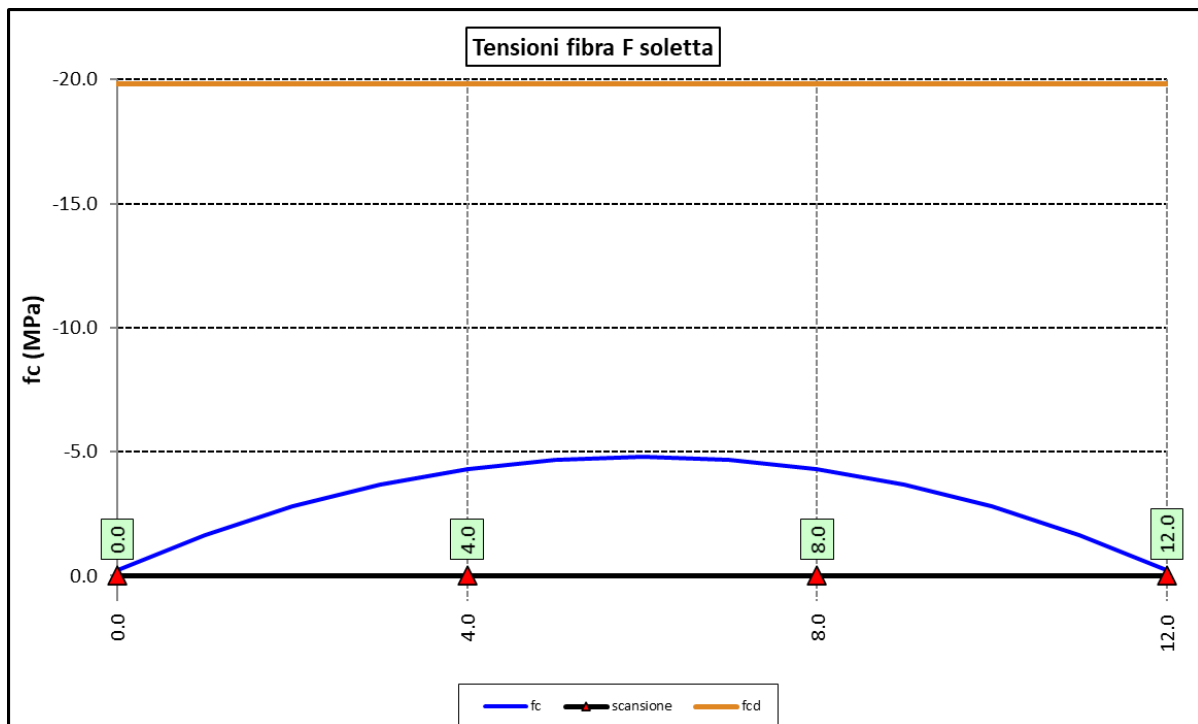
Per quanto attiene la soletta (fibra F) è stato verificato che:

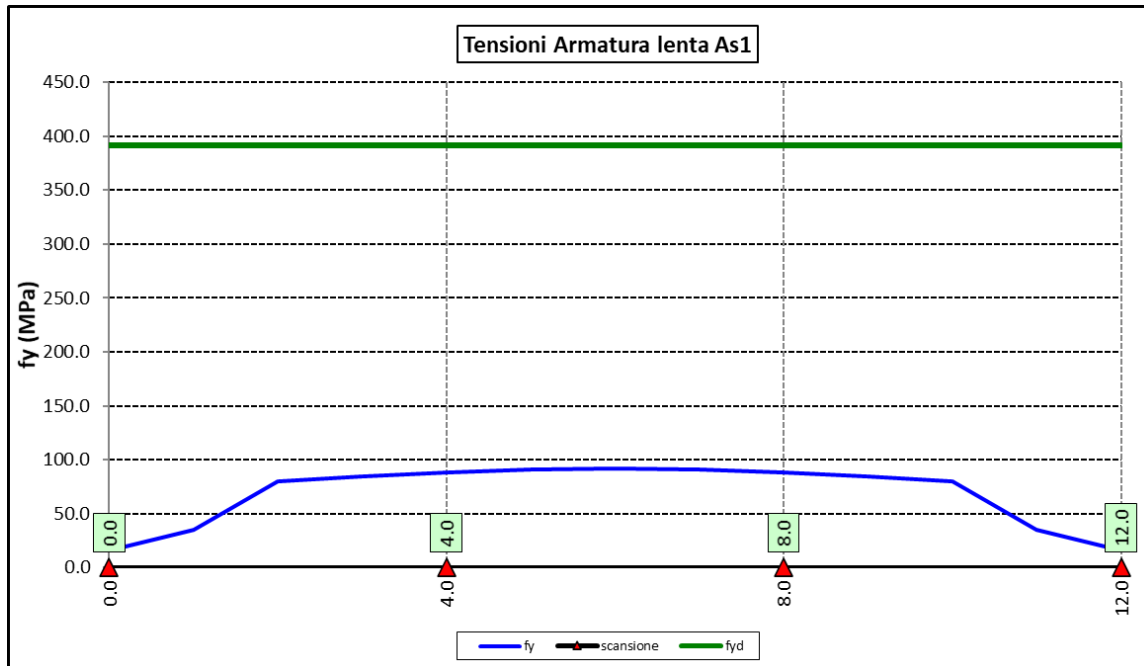
$$f_{Ed} \leq f_{ck} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_C$$

Per le armature longitudinali della soletta (fibra As1) è stato verificato che:

$$f_{Ed} \leq f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica. Per ciascuna fibra si riportano i valori delle tensioni di calcolo di progetto ed i valori delle resistenze di progetto.





Come è possibile evincere le verifiche sono sempre soddisfatte.

### 6.3.2 Verifiche SLE "a respiro" delle anime

La verifica è condotta con riferimento alla norma prEN 1993-2: 2006 relativa al progetto dei ponti in acciaio.

La snellezza dell'anima deve essere limitata per evitare fenomeni di "respiro" ovvero deformazioni laterali fuori dal piano che possono arrecare danneggiamenti per fatica, nella zona di collegamento fra anima e piattabande.

La verifica a respiro può essere trascurata per i pannelli d'anima senza irrigidimenti longitudinali o per pannelli secondari di anime irrigidite, dove è soddisfatto il seguente criterio:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300 \quad (\text{per ponti stradali})$$

dove L è la lunghezza della campata in m, ma non inferiore a 20 m.

Se la disposizione precedente non è soddisfatta la verifica "a respiro" risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1,1 \cdot \tau_{x,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1,1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed,ser}$  e  $\tau_{x,Ed,ser}$  sono le tensioni calcolate per la combinazione di carico frequente;

$k_{\sigma}$  e  $k_{\tau}$  sono i coefficienti di imbozzamento in campo elastico;

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [MPa]};$$

b è l'altezza del pannello d'anima.

Nel caso in esame la verifica può essere trascurata essendo sempre soddisfatta la seguente relazione:

$$b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

### 6.3.3 Verifiche agli SLE-RARA delle travi principali

Le verifiche agli SLE sono effettuate per la combinazione caratteristica (rara), controllando siano soddisfatte le seguenti relazioni:

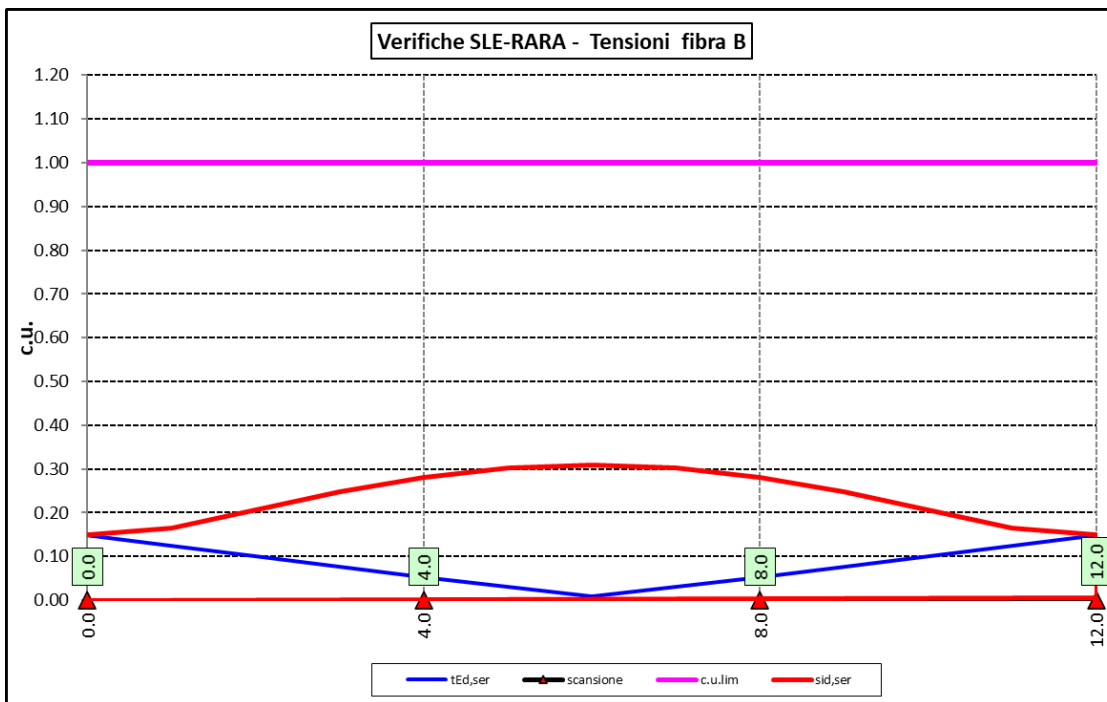
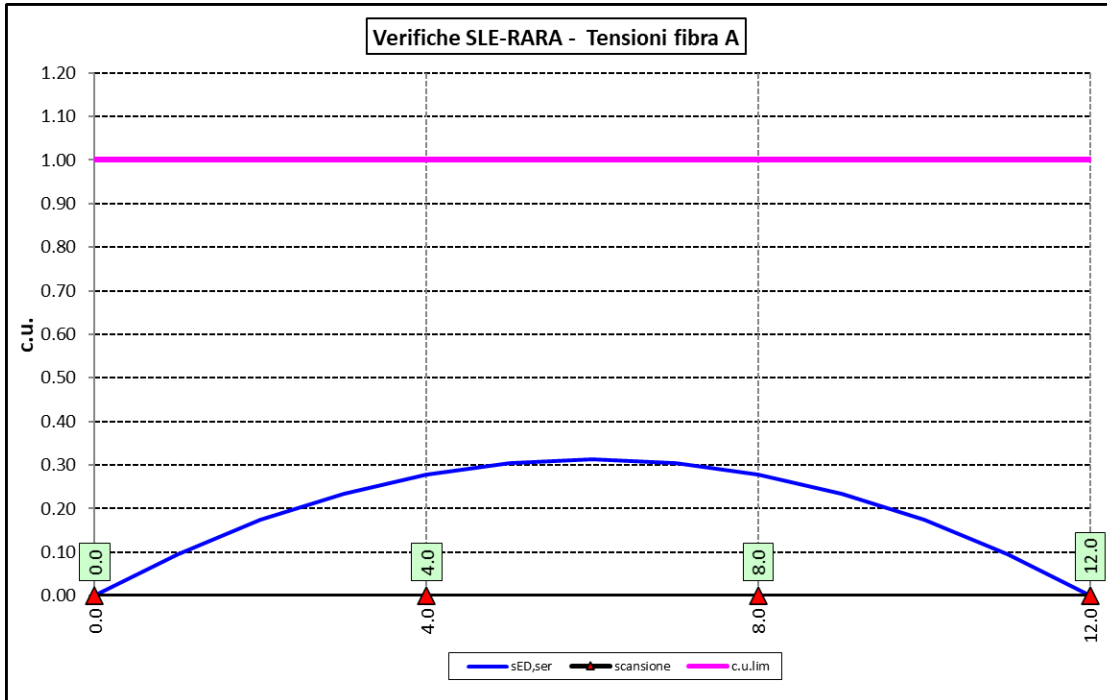
$$\frac{\sigma_{Ed,ser}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

$$\frac{\tau_{Ed,ser}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,ser})} \leq 1$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2}}{f_{yk} / \gamma_{M,ser}} \leq 1$$

Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M,ser}$  è stato assunto come raccomandato in EN 1993-2:2006 (EC3-2) pari a 1.

Le tensioni sono state valutate nelle fibre esterne delle piattabande e dell'anima. Di seguito si presentano i risultati delle verifiche svolte in forma grafica:



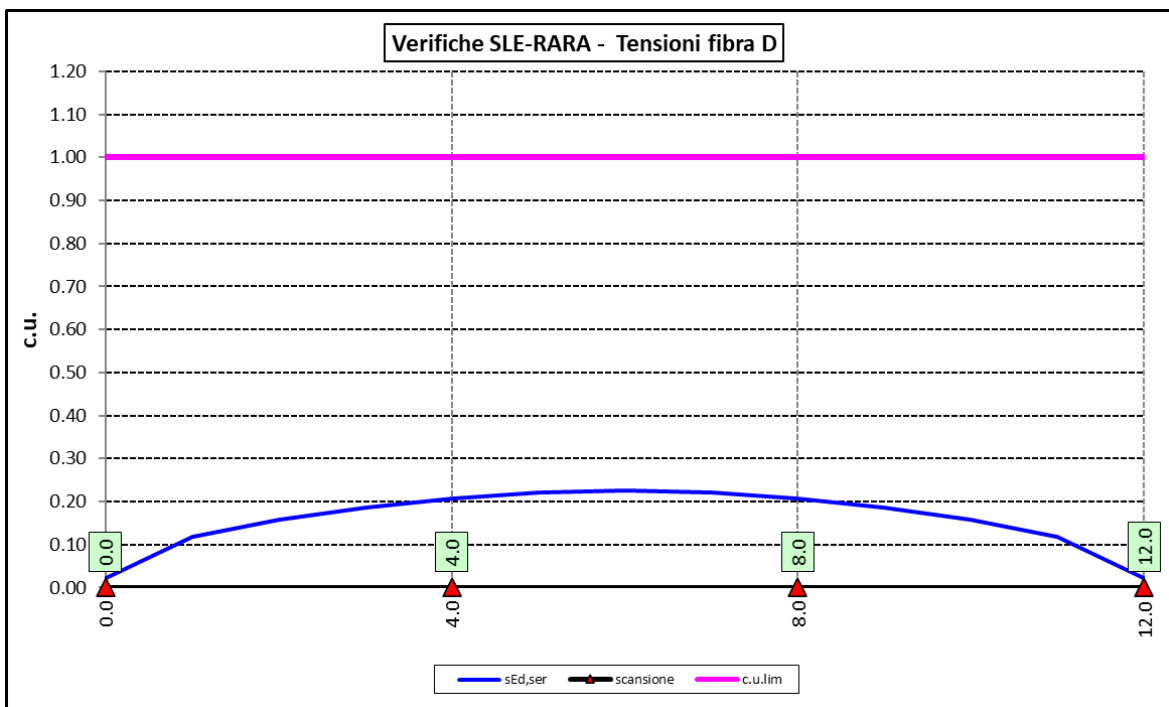
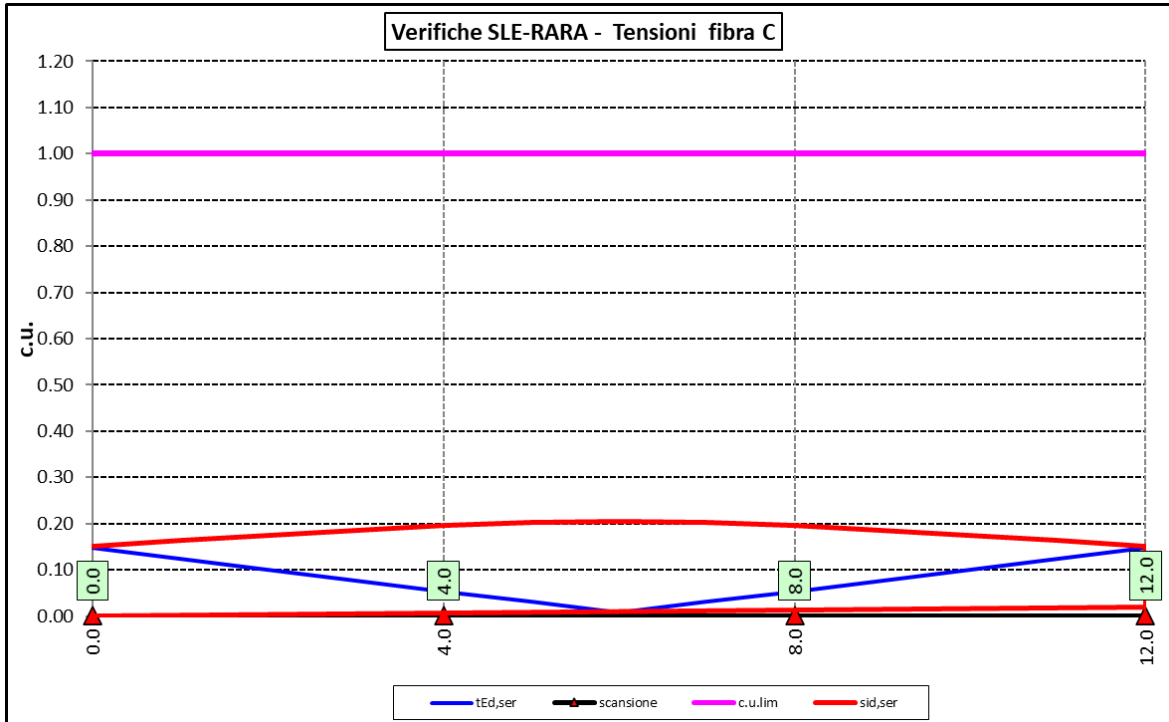
Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001



### 6.3.4 Verifiche a fatica

Nel caso in esame, trattandosi di un ponte pedonale, secondo quanto previsto dall'Eurocodice 3, Parte 2 (9.1.1(2)), si escludono le verifiche a fatica.

### 6.3.5 Verifiche SLU delle saldature longitudinali

I cordoni d'angolo delle saldature flangia superiore – anima (fibra C) ed anima – flangia inferiore (fibra B) sono stati verificati agli SLU ed allo stato limite di fatica.

Per quanto attiene le verifiche di resistenza SLU, devono essere rispettate simultaneamente le seguenti condizioni (par. 4.2.8.4):

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Con  $\beta_1$  e  $\beta_2$  forniti dalla seguente tabella in funzione del grado di acciaio:

**Tabella 4.2.XIV** Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

Essendo:

$\tau_{//}$  la tensione tangenziale agente nella sezione di gola parallela all'asse del cordole di saldatura.

$n_{\perp}$  la tensione normale agente nella sezione di gola perpendicolare all'asse del cordone di saldatura;

Nel calcolo della  $n_{\perp}$  per il cordone a livello della flangia superiore si tiene conto del peso della soletta, del carico permanente e dell'azione di una ruota dell'asse di carico tandem di schema 1 (Q=150 kN - lunghezza dell'impronta 40 cm), diffusa a 45° nello spessore della pavimentazione e della soletta.

In allegato si riportano gli esiti delle verifiche effettuate.

La dimensione dei cordoni d'angolo delle saldature è riportata nelle tabelle allegate e negli elaborati grafici.

### 6.3.6 Verifiche delle connessioni a pioli

Si adottano pioli tipo Nelson di altezza 200 mm e diametro 22 mm.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

La resistenza di calcolo a taglio SLU del singolo connettore, valutata secondo le espressioni di cui al punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è:

Resistenza dei connettori	Var	unità	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	ft	Mpa	450
coefficiente di resistenza parziale	$\gamma_v$		1.25
Diametro del piolo	d	mm	22
altezza del piolo	hsc	mm	200
resistenza a compressione cilindrica cls soletta	fck	Mpa	35
Modulo elastico cls soletta	Ec	Mpa	34077
coefficiente alpha	$\alpha$		1.0
Resistenza del piolo (componente acciaio)	$P_{RD,a}$	kN	109.5
Resistenza del piolo (componente cls)	$P_{RD,c}$	kN	122.6
<b>Resistenza del piolo SLU (min (<math>P_{RD,a}; P_{RD,c}</math>))</b>	$P_{RD,SLU}$	kN	<b>109.5</b>

Agli SLE si considera la seguente resistenza dei connettori:

Coefficiente Ks	Ks		0.75
<b>Resistenza del piolo SLE (<math>k_s \times Prd</math>)</b>	$P_{RD,SLE}$	kN	<b>82.1</b>

I connettori sono stati disposti ad interasse costante pari a 200 mm lungo l'asse delle travi principali.

I risultati delle verifiche svolte sono riportati in allegato.

#### 6.4 Verifiche SLE di deformabilità della struttura

E' stato verificato che la somma delle deflessioni dovute ai carichi permanenti fosse inferiore di 1/150 della luce delle campate.

Inoltre, è stato effettuato un controllo delle deflessioni generate in fase di esercizio dai carichi mobili, verificando che queste risultano sempre non maggiori di 1/500 la luce delle campate.

I risultati a delle verifiche svolte sono riepilogati nella seguente tabella:

Nodo	Progr (m)	peso proprio	permanent	Ritiro iperstatico	Totale permanent	Luce campate (m)	1/150 L	Verifica	Carichi mobili - C	Carichi mobili - D	Carichi mobili - F	Carichi mobili	1/500 L	Verifica	Controfreccia teorica
		fg1 (m)	fg2 (m)	fr (m)	fperm (m)	l(m)									
1	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.024	OK!	0.000
2	1.00	-0.004	-0.001	0.000	-0.005	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.024	OK!	0.005
3	2.00	-0.008	-0.002	0.000	-0.010	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.002	-0.002	-0.024	OK!	0.010
4	3.00	-0.011	-0.003	0.000	-0.014	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.002	-0.002	-0.024	OK!	0.015
5	4.00	-0.013	-0.004	0.000	-0.017	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.024	OK!	0.018
6	5.00	-0.015	-0.005	0.000	-0.019	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.024	OK!	0.020
7	6.00	-0.015	-0.005	0.000	-0.020	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.024	OK!	0.021
8	7.00	-0.015	-0.005	0.000	-0.019	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.024	OK!	0.020
9	8.00	-0.013	-0.004	0.000	-0.017	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.003	-0.003	-0.024	OK!	0.018
10	9.00	-0.011	-0.003	0.000	-0.014	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.002	-0.002	-0.024	OK!	0.015
11	10.00	-0.008	-0.002	0.000	-0.010	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.002	-0.002	-0.024	OK!	0.010
12	11.00	-0.004	-0.001	0.000	-0.005	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	-0.001	-0.001	-0.024	OK!	0.005
13	12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	12.000	-0.080	OK!	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.024	OK!	0.000

La figura seguente fornisce evidenza dei risultati ottenuti:

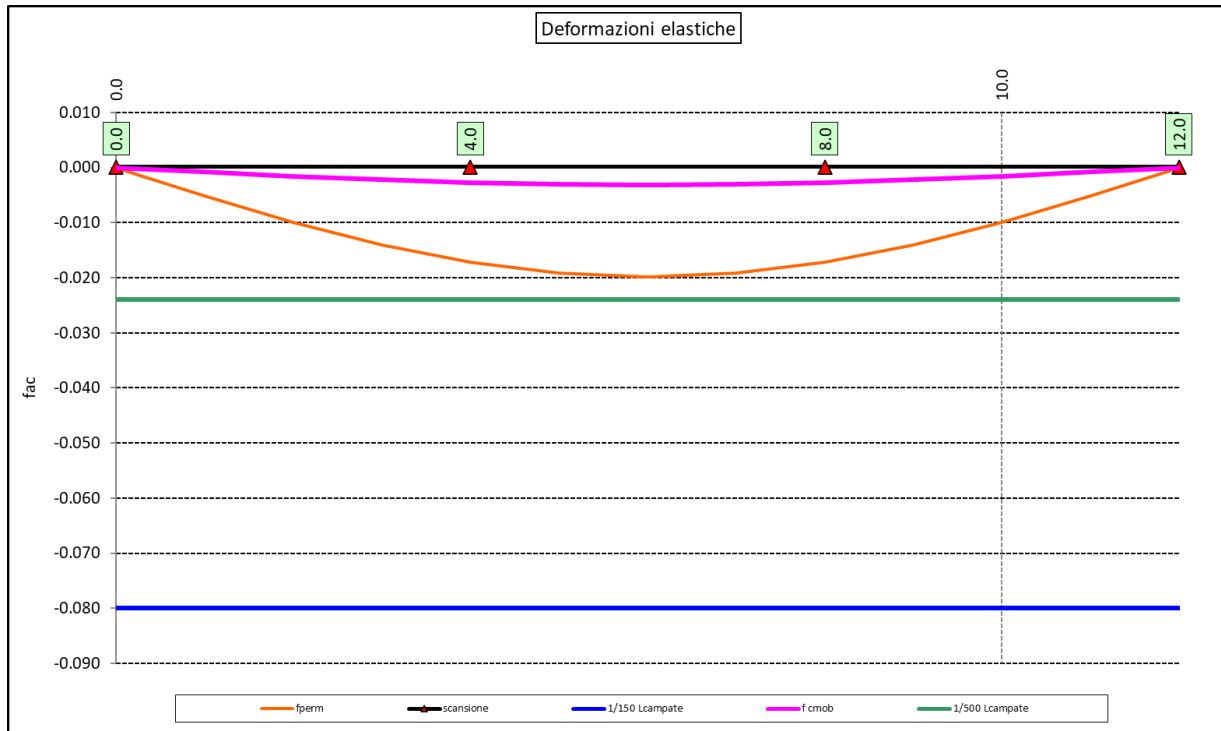


Figura 6.4. Travi principali – Verifiche di deformabilità

Le deflessioni delle travi dovute ai carichi permanenti saranno recuperate mediante opportune controfreccie di montaggio. La contro freccia teorica  $f_{cf}$  è stabilita pari a:

$$f_{cf} = f_{G1} + f_{G2} + f_{rit} + 25\% f_{cmob}$$

essendo:

- $f_{G1}$ : la deflessione dovuta ai pesi propri;
- $f_{G2}$ : la deflessione dovuta ai permanenti portati;
- $f_{rit}$ : la deflessione dovuta al ritiro iperstatico;
- $f_{cmob}$ : la deflessione dovuta ai carichi mobili.

La figura seguente riporta l'andamento della contro freccia teorica in base alla quale sarà costruita la controfreccia di montaggio:



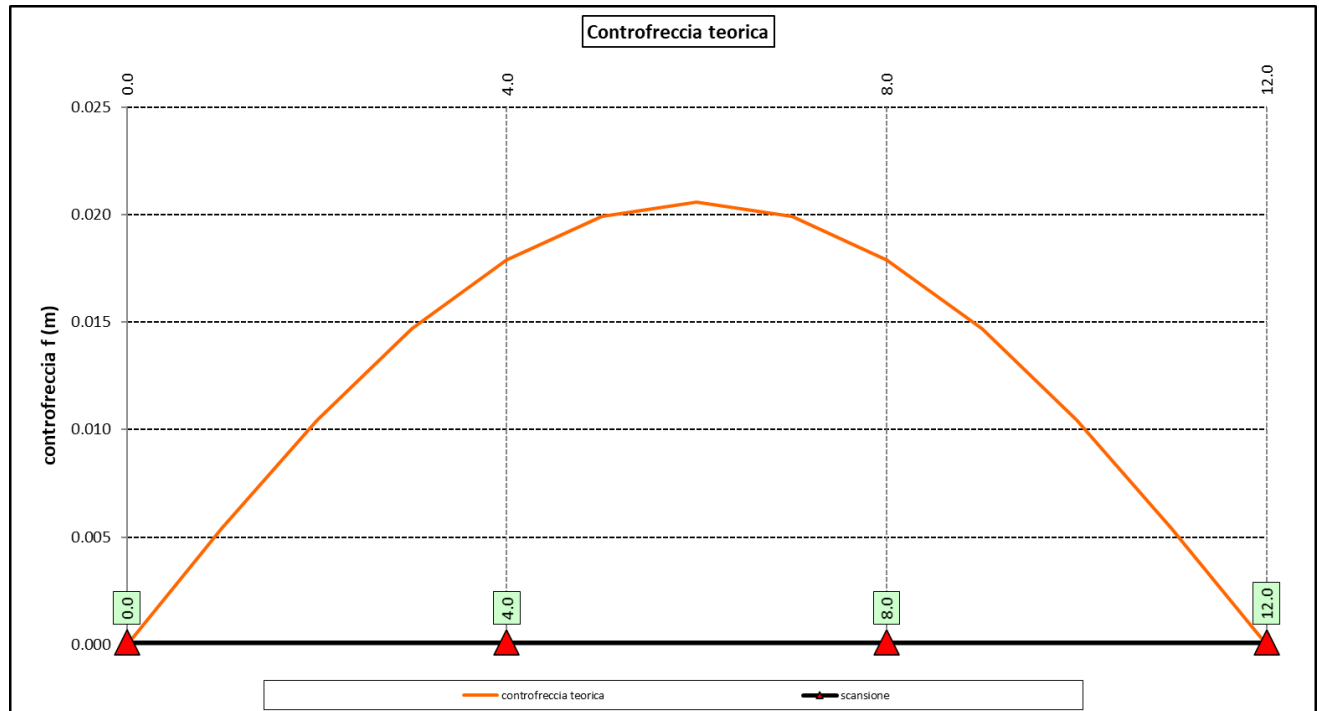


Figura 6.5. Travi principali – controfreccia teorica

## 6.5 Verifica della Soletta in c.a.

Si prevede che il getto della soletta avvenga su predalle di altezza pari a 6 cm tessute in direzione trasversale ed appoggiate sulle ali superiori delle due travi principali.

### 6.5.1 Verifica delle predalles in fase di autoportanza

Le predalle, di larghezza pari a 2.40 m, saranno armate con tralicci di tipo HD Baustrada 10/14/8 h=104 mm posti ad interasse corrente di 40 cm (n.6 tralicci)..

In fase di calcolo è stato considerato un sovraccarico accidentale dovuto ai mezzi d'opera pari a 1 kN/m<sup>2</sup>.

Le predalle sono interrotte in corrispondenza delle piattabande superiori delle travi principali per consentire l'alloggiamento dei connettori.

La verifica delle sezioni viene effettuata in campata per momento positivo.

In accordo alle fasi di getto, si considera il seguente schema di carico:

Peso proprio predalla + getto in corrispondenza della campata + peso dei mezzi d'opera posizionati in corrispondenza della campata interna compresa tra le travi metalliche. In questa fase si verifica il traliccio in corrispondenza della sezione di mezzeria (massimo momento positivo). Di seguito si illustrano i criteri di calcolo e verifica e successivamente i risultati delle verifiche effettuate per il caso in esame.

### 6.5.1.1 Criteri di calcolo e verifica

Gli sforzi normali massimi di trazione/compressione  $N_{Ed}$ , agenti sui correnti dei tralicci per verifiche SLU di resistenza a trazione e instabilità a compressione, sono determinati dividendo il momento flettente di calcolo agli SLU per il braccio delle forze interne  $h_u$ , pari alla distanza verticale tra il corrente superiore e inferiore.

Gli sforzi normali massimi di compressione agenti sulle diagonali dei tralicci si ottengono dividendo il massimo taglio di calcolo  $V_{max}$  nella sezione considerata, per il seno dell'angolo  $\alpha$ , formato dalla diagonale con l'asse dei correnti nel piano longitudinale, e per il coseno dell'angolo  $\beta$ , formato dalla diagonale con l'asse verticale nel piano trasversale.

#### Verifica di resistenza dei correnti tesi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza a trazione  $N_{t,Rd}$  dei correnti tesi è pari a:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

essendo:

$A_s$  l'area totale dei correnti tesi;  
 $f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;  
 $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza pari a 1.15 per acciaio B450C.

#### Verifica all'instabilità dei correnti compressi

Deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$c.m. = \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza all'instabilità  $N_{b,Rd}$  delle aste compresse dei tralicci è stata valutata in accordo al paragrafo §4.2.4.1.3.1 delle NTC2018:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_s f_{yk}}{\gamma_M}$$

Essendo:

$A_s$  l'area totale dei correnti compressi;  
 $f_{yk}$  la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio dei correnti;  
 $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza pari a 1.15 per acciaio B450C.

$\chi$  il coefficiente di riduzione dello sforzo normale a compressione fornito dalla seguente espressione:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

dove:

$$\Phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} + 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione assunto pari a 0.49 in accordo alla tab. Tab 4.2.VI;

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$$

è la snellezza adimensionale;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{L_0^2}$$

è il carico critico euleriano, dipendente dalle proprietà della sezione lorda e dalla lunghezza libera di inflessione dell'asta  $L_0 = \beta L$ ;

$\beta = 1.0$  nel caso dei correnti e  $\beta = 0.9$  nel caso delle diagonali dei tralicci.

$L$  è la lunghezza dell'asta; nel caso dei correnti è pari alla distanza che intercorre tra due successivi nodi dei tralicci in direzione longitudinale, mentre nel caso delle diagonali è pari alla lunghezza effettiva della diagonale.

### 6.5.1.2 Verifica della predalla in mezzeria della campata tra le travi

A favore di sicurezza, ai fini dell'autoportanza si trascura il contributo offerto dalle armature disposte all'interno delle predalle, e si considerano le sole armature dei tralicci.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

**DATI GEOMETRICI SOLETTA IN C.A.**

	Var	unità	
Interasse tra le travi	it	mm	2800
Lunghezza dello sbalzo sx rispetto ad asse trave	Ls_sx	mm	0
Larghezza asola sulla piattabanda superiore sx	Bas_sx	mm	250
Distanza tra asse trave sx e asse appoggio predalla	Dap_sx	mm	125
Lunghezza dello sbalzo dx rispetto ad asse trave	Ls_dx	mm	0
Larghezza asola sulla piattabanda superiore dx	Bas_dx	mm	250
Distanza tra asse trave dx e asse appoggio predalla	Dap_dx	mm	125
Altezza complessiva soletta in campata - per carichi	hs1c	mm	200
Altezza complessiva soletta in campata - per verifiche	hs2	mm	200
Luce di calcolo della predalla in campata	ls	mm	2550

**DATI PERMANENTI PORTATI****DATI GEOMETRICI PREDALLE**

	Var	unità				
n. trallicci per dalla	nt		6			
altezza traliccio	ht	mm	104			
<b>Sezione corrente</b>	n	$\phi$	A	At	di	I
		mm	mmq	mmq	mm	mm <sup>4</sup>
Armatra superiore trallicci	1	14	154	924	127	11314
Armatra inferiore trallicci	2	10	157	942	35	5890
Armatra inferiore nella dalla	0	0		0	25	0
spessore predalla in agli sbalzi per carichi		mm	60			
spessore predalla in campata per carichi		mm	60			
spessore predalla in campata per verifiche		mm	60			
larghezza predalla		mm	2400			
coefficiente di omogeneizzazione			10			
Area predalla		mm <sup>2</sup>	14400			
<b>Caratteristiche geometrico-inerziali</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>				
Area totale	At	mm <sup>2</sup>	16266			
Momento statico rispetto al lembo inferiore	Mstat	mm <sup>3</sup>	582288			
Y baricentro rispetto al lembo inferiore	Yg	mm	36			
Momento d'inerzia dalla tralicciata	It	mm <sup>4</sup>	12504446			

**CALCOLI STATICI****FASE 1 - POSA IN OPERA DALLE, GETTO DI COMPLETAMENTO**

<b>ANALISI DEI CARICHI</b>		B	H	$\gamma$	p	p
		m	m	kN/mc	kN/mq	kN/ml
peso proprio predalla agli sbalzi	g1a	2.40	0.06	25.0		3.60
peso proprio predalla in campata	g1b	2.40	0.060	25.0		3.60
peso proprio getto di completamento	g1c	2.40	0.140	25.0		8.40
peso mezzi d'opera	q	2.40			1.00	2.40

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE**

	Var	unità	
Reazione all'appoggio sx - permanenti	RA-p	kN	14.85
ascissa taglio nullo	x_V(0)	m	1.28
Momento massimo in campata - permanenti	Mmax_p	kNm	9.84
Momento massimo in campata - accidentali	Mmax_q	kNm	1.95
Taglio massimo all'appoggio - permanenti	Vmax_p	kN	15.30
Taglio massimo all'appoggio - accidentali	Vmax_q	kN	3.06
Coefficiente parziale per verifiche SLU - permanenti	$\gamma_g$		1.30
Coefficiente parziale per verifiche SLU - accidentali	$\gamma_q$		1.50
Verifiche SLU - Momento flettente in mezzeria	Mmax	kNm	15.7
Verifiche SLU - Taglio massimo all'appoggio	Vmax	kNm	24.5

VERIFICA DI STABILITA' CORRENTI			
Var	unità		
altezza del traliccio	ht	m	0.092
Momento flettente	Mmax	kNm	15.72
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	42.6
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	25.1
Sforzo massimo nei correnti	Nmax1	kN	170.8
Verifica dei correnti compressi			
Var	unità	cor traliccio	
n. correnti	nc		6
Diametro corrente compresso	$\phi$	mm	14
Area corrente compresso	A	mmq	154
Momento d'inerzia corrente compresso	ix	mm4	1886
raggio d'inerzia corrente	isup	m	0.0035
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.20
coefficiente beta	$\beta$		1.00
snellezza	$\lambda$		57.1
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	97710
snellezza adimensionale	$\lambda_{-}$		0.84
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.01
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.64
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	230
coefficiente di utilizzo	c.u		<b>0.74</b> < 1.0
Verifica dei correnti tesi			
Var	unità	inferiori	
A correnti	A	mmq	942
Resistenza a trazione dell'armatura tesa	Nt,Rd	kN	369
coefficiente di utilizzo	c.u		<b>0.46</b> < 1.0
VERIFICA DIAGONALI			
altezza del traliccio	ht	m	0.092
n. diagonali	nd		12
Taglio massimo	Vmax	kN	24.48
angolo alpha nel piano longitudinale del traliccio	alp	deg	42.6
angolo beta nel piano trasversale del traliccio	bet	deg	25.1
Sforzo massimo nelle diagonali	Nmax	kN	39.9
Diametro diagonale	$\phi$	mm	8.0
Area diagonale	A	mmq	50
Momento d'inerzia diagonale	ix	mm4	201
raggio d'inerzia diagonale	isup	m	0.0020
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	0.15
coefficiente beta	$\beta$		0.90
snellezza	$\lambda$		67.5
Carico critico elastico dell'armatura	Ncr	N	22868
snellezza adimensionale	$\lambda_{-}$		0.99
fattore di imperfezione alpha	$\alpha$		0.49
coefficiente $\Phi$	$\Phi$		1.19
coefficiente $\chi$	$\chi$		0.54
Resistenza all'instabilità dell'armatura compressa	Nb,Rd	kN	128
coefficiente di utilizzo	c.u		<b>0.31</b> < 1.0

Come è possibile evincere tutte le verifiche di resistenza ed instabilità delle aste dei tralicci sono soddisfatte.

### 6.5.2 Verifiche della soletta in esercizio (2° fase)

Le sollecitazioni agenti sulla soletta in esercizio sono state determinate attraverso un calcolo agli elementi finiti (SAP2000), in cui la soletta è schematizzata con elementi SHELL.

L'altezza degli elementi shell è pari a 20 cm.

Per tenere conto della altezza effettivamente collaborante in direzione longitudinale, pari a 14 cm, sono state opportunamente ridotte le rigidezze flessionali e taglianti in questa direzione secondo i seguenti rapporti:

$$\text{fac}_r\text{\_llong} = t^3 / t^3 = 0.14^3 / 0.20^3 = 0.343$$

$$\text{fac}_r\text{\_Along} = t_l / t_t = 0.14 / 0.20 = 0.700$$

La soletta è semplicemente appoggiata in corrispondenza delle travi principali.

La figura seguente illustra il modello utilizzato per il calcolo della soletta:

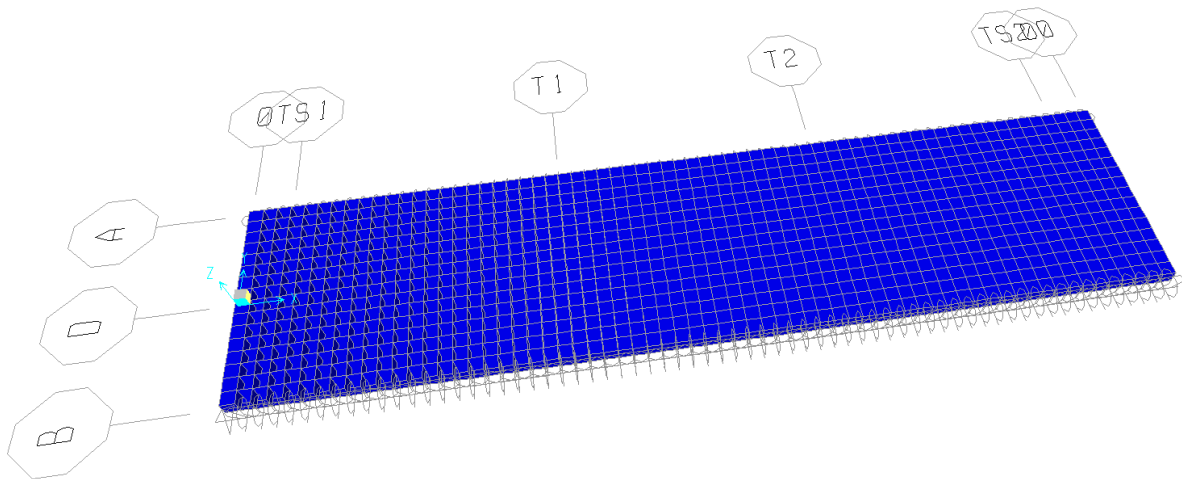


Figura 6-6. Modello di calcolo soletta – vista estrusa del modello agli elementi finiti

### 6.5.2.1 Analisi dei carichi agenti sulla soletta

I carichi di progetto considerati sono i seguenti:

- peso proprio della soletta ..... 25.0 × 0.2 = 5.00 kNm<sup>-2</sup>
- peso proprio di ciascuno dei cordoli ..... 25.0 × 0.16 = 4.00 kNm<sup>-2</sup>
- peso della pavimentazione stradale ..... = 3.00 kNm<sup>-2</sup>
- peso del parapetto ..... = 1.00 kNm<sup>-1</sup>
- peso di ciascuna veletta di bordo ..... = 1.40 kNm<sup>-1</sup>

I carichi mobili considerati son in accordo allo schema di carico 5 di cui al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC2018.

Viene applicato il carico costituito da folla compatta pari a 5 kN/mq per tutta la lunghezza del ponte e per la larghezza pari all'ingombro della pista ciclopedonale.

### 6.5.2.2 Combinazioni di carico

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

#### Inviluppo delle condizioni di carico relative alle Azioni variabili da traffico:

ENVEMOB1	che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali unitari;
ENVEMOB2	che fornisce l'inviluppo di tutte le condizioni di carico relative ai carichi mobili precedentemente definite, prese con coefficienti parziali pari a 0.75 per i carichi concentrati e a 0.40 per i carichi distribuiti.

#### Combinazioni per verifiche SLU:

- $SLU1 = 1.35 \times G1 + 1.35 \times G2 + 1.35 \times ENVEMOB1$ ;
- $SLU2 = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$ ;

L'inviluppo delle suddette combinazioni è determinato con la combinazione:

- ENVESLU;

#### Combinazioni per verifiche SLE-RARA:

$$ENVSLER = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB1$$

#### Combinazioni per verifiche SLE-FREQUENTE:

$$ENVSLEF = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2 + 1.0 \times ENVEMOB2$$

#### Combinazioni per verifiche SLE-QUASI PERMANENTE:

$$SLE-QP = 1.0 \times G1 + 1.0 \times G2$$

### 6.5.2.3 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche di resistenza e fessurazione

Le figure seguenti illustrano le mappe delle caratteristiche della sollecitazioni per verifiche SLU ed SLE:

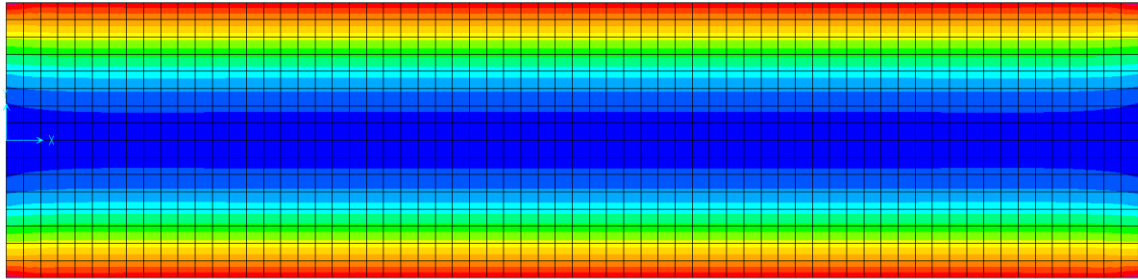


Figura 6-7. Combinazione ENVELSU – M22 max

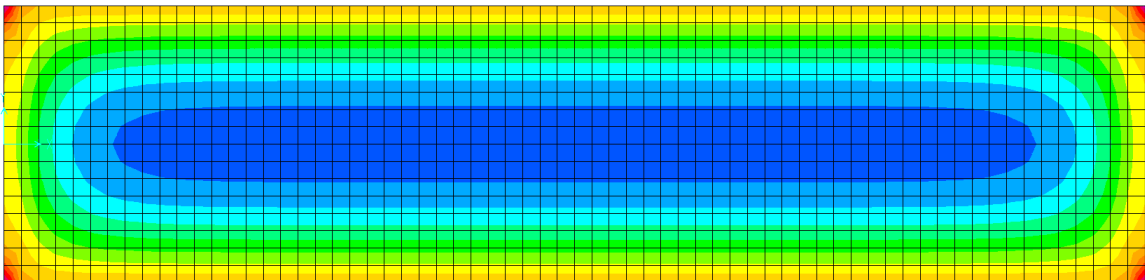


Figura 6-8. Combinazione ENVELSU – M11 max

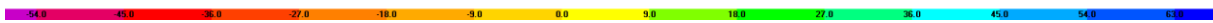
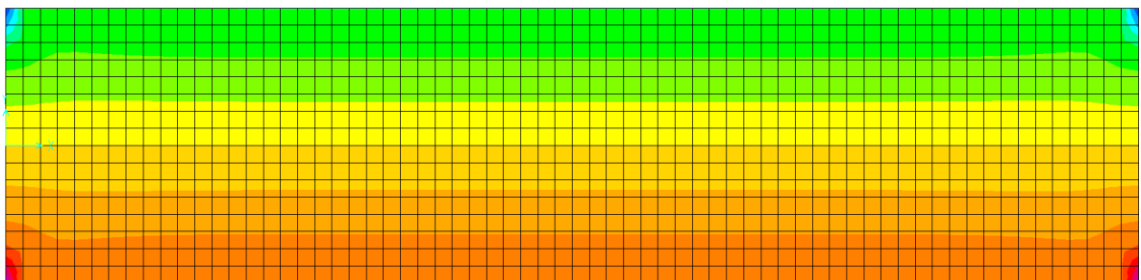


Figura 6-9. Combinazione ENVELSU – V23 max



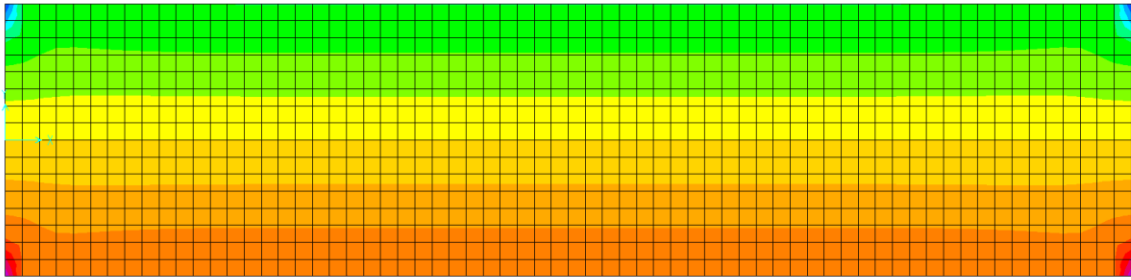


Figura 6-10. Combinazione ENVESLU – V23 min

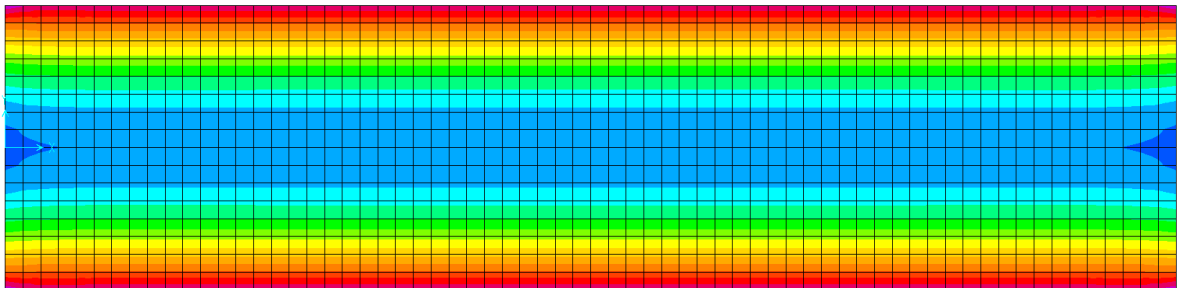


Figura 6-11. Combinazione ENVESLER – M22 max

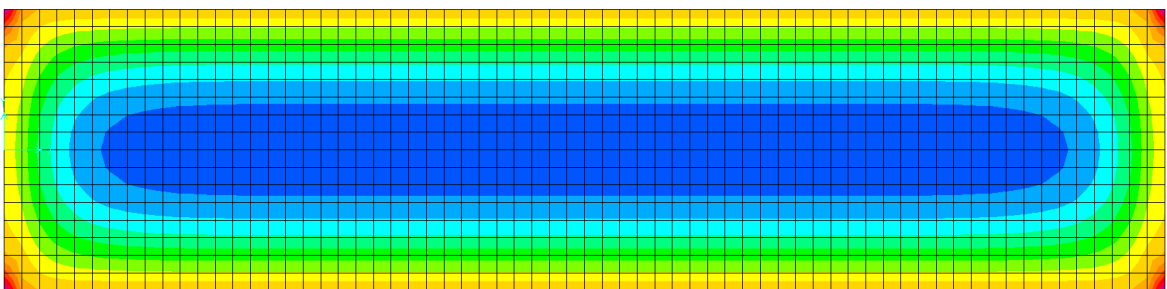


Figura 6-12. Combinazione ENVESLER – M11 max

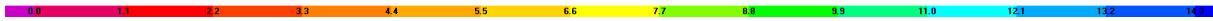
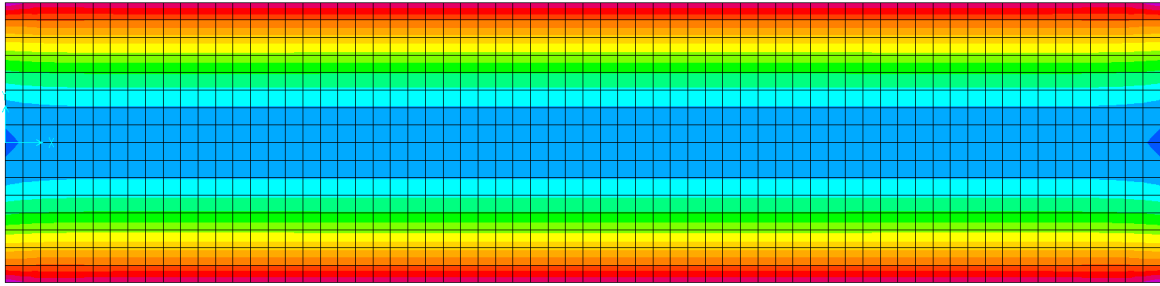


Figura 6-13. Combinazione ENVESLEF – M22

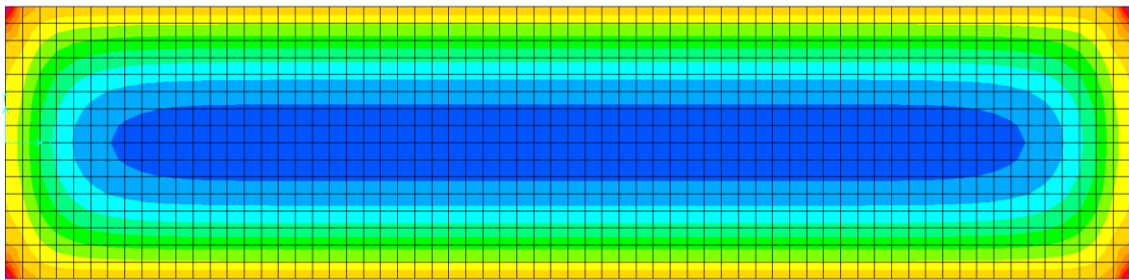


Figura 6-14. Combinazione ENVESLEF – M11

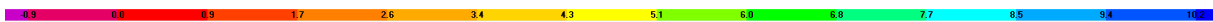
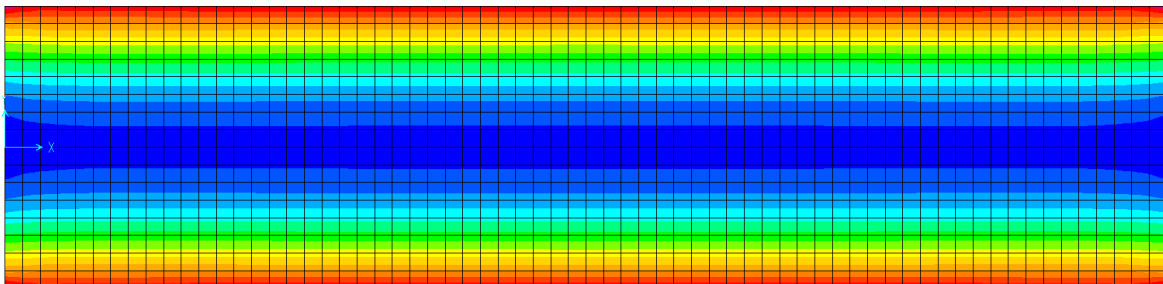


Figura 6-15. Combinazione SLE-QP – M22

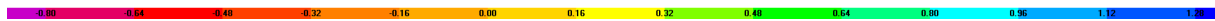
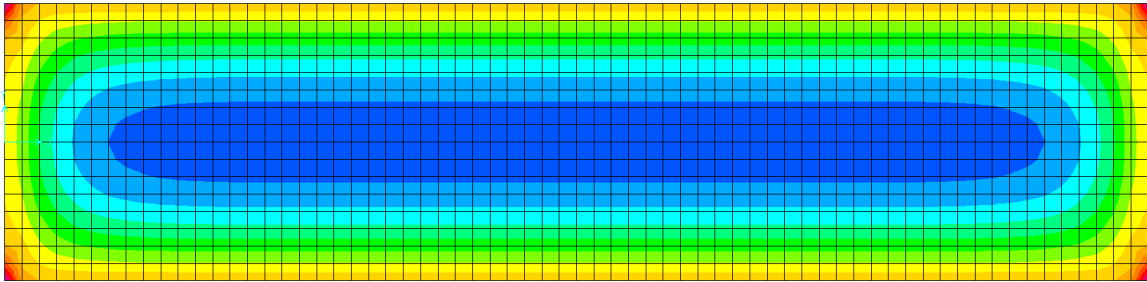


Figura 6-16. Combinazione SLE-QP – M11

Le tabelle seguenti riepilogano le caratteristiche della sollecitazione per verifiche SLU ed SLE.

#### Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza unitaria

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	22.6		2.7		27.0	23.5		1.0		40.0
Verifiche SLE-RARA	16.7		2.1			17.3		0.5		
Verifiche SLE-FR	13.0		1.5			13.5		0.3		
Verifiche SLE-QP	10.4		0.9			10.7		0.2		

#### Caratteristiche della sollecitazione per sezione di larghezza predalla B (m) = 2.40

	Sezione corrente					Sezione di testata				
	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]	M22+ [kNm]	M22- [kNm]	M11+ [kNm]	M11- [kNm]	V23 [kN]
Verifiche SLU	54.2				64.8	56.4				96.0
Verifiche SLE-RARA	40.1					41.5				
Verifiche SLE-FR	31.2					32.4				
Verifiche SLE-QP	25.0					25.7				

#### 6.5.2.4 Verifiche di resistenza e fessurazione

Le verifiche a flessione semplice delle sezioni in c.a. sono state effettuate con il software RCSEC® prodotto da Geostru.

Le verifiche agli SLU ed SLE sono state effettuate trascurando il contributo offerto dai tralicci.

Nel caso in esame, essendo lo schema statico quello di soletta semplicemente appoggiata sulle travi principali, si riportano le verifiche di solo momento positivo e di taglio. Le sollecitazioni di momento negativo risultano trascurabili.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

### Verifiche in direzione trasversale (M22+)

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle ( $B = 2.40$  m).

L'altezza della sezione è pari a  $20$  cm.

L'armatura in zona tesa è costituita da  $12\phi 16$  (nella predalla).

L'armatura in zona compressa è costituita da  $\phi 16/20$ .

### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C35/45

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-120.0	0.0
2	-120.0	20.0
3	120.0	20.0
4	120.0	0.0

### DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-110.0	4.0	16
2	110.0	4.0	16
3	-110.0	14.0	16
4	110.0	14.0	16

### 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	16
2	3	4	10	16

### ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [daNm] 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	56.40	0.00	0.00	0.00

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

**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	41.50	0.00

**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	0.00	32.40 (58.13)	0.00 (0.00)

**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	25.70 (58.13)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO****Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	3.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sn	Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Sn	Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Ult	Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Ult	Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	135.85	0.00	0.00	163.97	0.00	2.907	48.3(5.3)

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

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

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
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	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00349	-120.0	20.0	-0.00139	-110.0	14.0	-0.00955	-110.0	4.0

**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 a rottura in presenza di sola fless. (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000815390	-0.012807793	0.268	0.775

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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
D barre	Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12	Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre $\beta_1 \cdot \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.42	120.0	20.0	-120.8	90.0	4.0	1680	24.1	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	3.45	-120.0	20.0	-94.3	90.0	4.0	1680	24.1	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
S2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e_1 + e_2) / (2 \cdot e_1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \beta_1 \cdot 12 \cdot (S_r / S_s)^2 = 1 - \beta_1 \cdot 12 \cdot (f_{ctm} / S_2)^2 = 1 - \beta_1 \cdot 12 \cdot (M_{fess} / M)^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot S_s / E_s$ è tra parentesi

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

srm Distanza media tra le fessure [mm]  
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 * e_{sm} * srm$  . 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.8	0	0.125	16	32	-2.219	0.00018 (0.00018)	140	0.043 (0.20)	58.13	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	2.74	-120.0	20.0	-74.8	90.0	4.0	1680	24.1	10.0	0.50

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-1.4	0	0.125	16	32	-1.558	0.00014 (0.00014)	140	0.034 (0.20)	58.13	0.00

#### Verifiche in direzione longitudinale (M11+)

Si considera una sezione di larghezza unitaria.

L'altezza della sezione di verifica è pari a **17** cm, ovvero ci si riferisce al giunto tra due predalle successive in cui ha senso investigare i fenomeni di fessurazione in direzione longitudinale.

L'armatura in zona tesa e compressa è costituita da  $\phi 16/20$ .

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C35/45

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	17.0
3	50.0	17.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-40.0	4.0	16
2	40.0	4.0	16
3	-40.0	14.0	16
4	40.0	14.0	16

#### 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

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	16
2	3	4	3	16

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [daNm] 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	2.70	0.00	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	2.10	0.00

**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	0.00	1.50 (18.17)	0.00 (0.00)

**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	0.90 (18.17)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 2.2 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sn Sforzo normale allo snervamento [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Sn Momento di snervamento [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
N Ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
My Ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N Ult,Mx Ult,My Ult) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Tesa Area armature [cm<sup>2</sup>] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N°Comb	Ver	N Sn	Mx Sn	My Sn	N Ult	Mx Ult	My Ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	44.33	0.00	0.00	47.56	0.00	17.616	10.1(2.0)

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

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
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	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-0.00561	-50.0	17.0	-0.00025	-40.0	14.0	-0.01276	-40.0	4.0

**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 a rottura in presenza di sola fless.(travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.001250983	-0.017766710	0.215	0.709

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf 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  
D barre Distanza tra le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure  
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre  $\beta_1 \cdot \beta_2$

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	--------

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

1	S	0.67	50.0	17.0	-18.6	-20.0	4.0	600	10.1	10.0	1.00
---	---	------	------	------	-------	-------	-----	-----	------	------	------

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.48	-50.0	17.0	-13.3	20.0	4.0	600	10.1	10.0	1.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

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  
S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata  
S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata  
k2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata  
k3 = 0.125 per flessione e presso-flessione;  $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$  per trazione eccentrica  
Ø Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
Psi =  $1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$  [B.6.6 DM96]  
e sm Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite =  $0.4 \cdot Ss/Es$  è tra parentesi  
srm Distanza media tra le fessure [mm]  
wk Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure =  $1.7 \cdot e \cdot srm$ . 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	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.3	0	0.125	16	32-145.765	0.00003	(0.00003)	132	0.006 (0.20)	18.17	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.29	50.0	17.0	-8.0	-40.0	4.0	600	10.1	10.0	0.50

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]**

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0	0.125	16	32-202.841	0.00002	(0.00002)	132	0.003 (0.20)	18.17	0.00

**Verifiche a taglio in direzione trasversale (V23)**

Si considera una sezione di larghezza pari a quella delle predalle  $B = 2.40$  m.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

L'armatura a taglio è costituita dalle diagonali dei tralicci  $\phi 8/10$ , posizionati a passo 40 cm.

### VERIFICHE SLU PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI

Dati	Var	unità	
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	45
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	35
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50
Coefficiente parziale $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	19.8
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3
<b>Caratteristiche geometriche sezione</b>			
Altezza	H	m	0.20
Larghezza	B	m	2.40
Area calcestruzzo	Ac	m <sup>2</sup>	0.48
Larghezza anima	bw	m	2.40
copriferro	c	m	0.081
altezza utile della sezione	d	m	0.12
<b>Compressione agente nella sezione</b>			
Sforzo normale di calcolo	N <sub>Ed</sub>	kN	0.0
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>			
<i>Verifica del conglomerato</i>			
Resistenza a taglio del conglomerato	V <sub>Rcd</sub>	kN	1699.3
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>			
diametro staffe	fsw	mm	8.0
passo staffe	scp	m	0.10
numero di bracci	nb		12
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	603
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	60
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	20.8
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00
Resistenza a "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	kN	702.7
Resistenza a "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	kN	1031.7
<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>702.7</b>
<b>Azione di calcolo</b>	<b>V</b>	<b>kN</b>	<b>96.0</b>
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>FS</b>	<b>-</b>	<b>7.3</b>

La verifica è soddisfatta essendo VRdu > VEdu.

## 7 VERIFICHE SPALLE

Le analisi e verifiche delle spalle sono state effettuate attraverso l'implementazione di specifici fogli di calcolo di excel.

I tabulati di calcolo sono riportati in allegato.

Le successive analisi sono riferite alla spalla A, di caratteristiche similari alla spalla B, ma con un'altezza del paramento superiore. I risultati ottenuti per la spalla A si assumono validi anche per la spalla B.

### 7.1 Analisi della palificata

Il calcolo delle sollecitazioni in fondazione delle spalle è stato effettuato facendo riferimento ad un sistema di coordinate ortogonali destrorso, avente origine in corrispondenza del filo di monte del plinto di fondazione (a metà del lato posto lungo la direzione trasversale al ponte), a livello dell'intradosso del plinto stesso, asse x parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato ed asse z diretto verso il basso.

Le azioni orizzontali ( $F_x$  ed  $F_y$ ) e verticali ( $F_z$ ) si assumono positive se di verso concorde con quello degli assi. Si indicheranno inoltre con  $M_x$  i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse x (momenti trasversali) e con  $M_y$  (momenti longitudinali) i momenti aventi asse-momento parallelo all'asse y. I momenti si assumono positivi se di senso antiorario rispetto all'asse-momento cui si riferiscono.

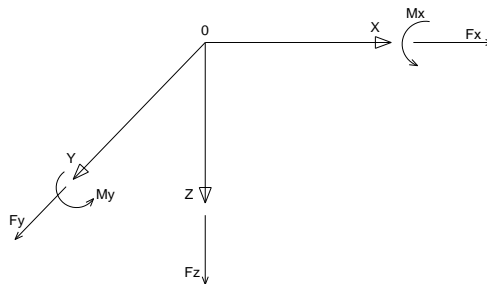


Figura 7.1. Sistema di riferimento

Le azioni trasmesse al baricentro della palificata, sono state determinate con riferimento alle singole condizioni di carico elementari e successivamente combinate.

I coefficienti moltiplicativi delle singole condizioni elementari, relativi alle combinazioni di carico SLU ed SLE considerate sono chiaramente illustrati nei tabulati.

Le azioni trasmesse dall'impalcato sono valutate in asse appoggi, alla quota di intradosso delle travi; successivamente vengono calcolate le azioni elementari al baricentro della palificata considerando i contributi dovuti al trasporto.

Le azioni sismiche inerziali sulle strutture della spalla sono state valutate

Le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla zattera di fondazione sono state determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g \times S$ , in virtù dell'elevata rigidità della spalla.

I criteri seguiti per la risoluzione della palificata e per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione massime agenti sui pali di fondazione sono stati illustrati al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Di seguito si riepilogano gli inviluppi delle azioni massime e minime agenti in testa ai pali di fondazione, che si assumono validi per entrambe le spalle:

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	371	371	272	274	233	167
Azione assiale minima	Nmin	-80	-26	-80	-17	13	27
Azione trasversale massima	Vmax	50	48	50	36	33	24

## 7.2 Caratteristiche della sollecitazione per verifiche micropali di fondazione

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui micropali è stato ipotizzato un modello di micropalo immerso in suolo alla Winkler, caratterizzato da costante di reazione orizzontale  $k_h$  costante con la profondità.

Nell'ipotesi di micropalo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro con il plinto di fondazione e vale:

$$M_{\max} = V_i \times (L_0 + H) / 2$$

Essendo  $L_0$  la lunghezza elastica del micropalo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / E_s]^{0.25}$$

$E_p$  il modulo di elasticità del micropalo;

$I_p$  il momento d'inerzia del micropalo;

$E_s$  Modulo di reazione orizzontale del terreno costante con la profondità, relativo agli strati superficiali, pari a:

$$E_s = 1.5 k_h d;$$

$H$  l'eventuale altezza non collaborante del micropalo di fondazione.

Nel caso in esame, si ottiene:

## LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	32837
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	0.20
Diametro dell'armatura tubolare (0 se non c'è)	Da	m	0.1397
Spessore dell'armatura tubolare (0 se non c'è)	ta	m	0.0100
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	lc	m4	0.0001
Momento d'inerzia della sezione tubolare in acciaio	la	m4	0.000009
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	lp	m4	0.0001
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	9167
Lunghezza libera d'inflessione	L0	m	1.56

Le caratteristiche della sollecitazione prese in conto per le verifiche dei pali di fondazione sono le seguenti:

### Spalla SPA:

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME			SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	371	272	274	233	167
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-26	-80	-17	13	27
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	38	39	28	26	19
Momento amplificato del 20%	Mmax_1a	kNm	45	47	34	31	23
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	48	50	36	33	24

## 7.3 Verifiche di resistenza dei micropali di fondazione

In rapporto alle massime caratteristiche della sollecitazioni agenti si prevede che i micropali di fondazione delle spalle saranno armati come segue:

- tubi  $\phi 168.3$  di spessore 12.5 mm.

### 7.3.1 Verifiche a pressoflessione e taglio

Le verifiche di resistenza sono condotte considerando esclusivamente il contributo offerto dall'armatura metallica.

Nelle verifiche, seguendo quanto prescritto dall'EC3, è stata tenuta in conto la perdita di spessore per corrosione. Nello specifico, si è fatto riferimento alla tabella 4.1 delle suddette norme, nell'ipotesi di micropalo in terreni naturali inquinati e siti industriali e vita nominale pari a 50 anni.

**Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater**

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ....)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ....)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ....)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75
<b>Notes:</b>					
1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.					
2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.					

*Figura 7.2. Valori raccomandati per la riduzione di spessore dovuta alla corrosione per pali e palancole in terreni, con o senza falda (EC3-5)*

Le verifiche SLU a taglio sono state eseguite in campo plastico, come previsto dalle NTC2018 per sezioni in acciaio di Classe 1 o 2.

La verifica è soddisfatta se:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

Essendo:

$V_{Ed}$  il taglio sollecitante di progetto;

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{la resistenza a taglio.}$$

L'area resistente a taglio  $A_v$ , per sezioni circolari cavi e tubi di spessore uniforme è fornita da:

$$A_v = 2 A / \pi$$

Dove:

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo.

Le verifiche SLU a pressoflessione sono state eseguite in campo plastico, come previsto dalle NTC2018 per sezioni in acciaio di Classe 1 o 2.

La verifica è soddisfatta se:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

Essendo:

$M_{Ed}$  il momento sollecitante di progetto;

$M_{N,Rd}$  il momento resistente plastico opportunamente ridotto per tenere conto dello sforzo normale;

Per le sezioni circolari cave il momento resistente plastico in presenza di sforzo normale  $N_{Ed}$ , è fornito dalla seguente espressione (CIDECT - Rondal et al., 1992):

$$M_{N,Rd} = 1.04M_{pl,Rd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^{1.7} \right] \leq M_{pl,Rd}$$

In cui:

$N_{Ed}$  è lo sforzo normale di progetto agente in concomitanza con  $M_{Ed}$ ;

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

È il momento plastico resistente a flessione della sezione anulare.

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

È lo sforzo normale plastico resistente.

Nei casi in esame, in cui il taglio sollecitante di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore al 50% della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$ , si può trascurare l'interazione tra flessione e taglio.

Le verifiche porgono quanto segue:



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

<b>Dati acciaio</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	<b>SP</b>
Tensione caratteristica di snervamento acciaio	fyk	Mpa	355
modulo elastico acciaio	E	MPa	210000
fattore epsilon	$\epsilon$		0.814
Coefficiente di sicurezza per resistenza all'instabilità	$\gamma_{M0}$		1.05
<b>Caratteristiche geometriche della sezione</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Diametro esterno del tubo	De	mm	168.3
spessore del tubo	sf	mm	12.5
riduzione di spessore di progetto	srid	mm	1.5
Diametro del tubo "efficace"	De	mm	165.3
spessore del tubo "efficace"	sf	mm	11.0
Classe della sezione compressa	Cl		1
Area lorda della sezione	A	mm <sup>2</sup>	5332
Area resistente a taglio	Av	mm <sup>2</sup>	3395
Momento d'inerzia	I	mm <sup>4</sup>	15949679
Modulo di resistenza elastico	We	mm <sup>3</sup>	192979
Modulo di resistenza plastico	Wp	mm <sup>3</sup>	262337
Modulo di resistenza torsionale	WT	mm <sup>3</sup>	411381
<b>Caratteristiche della sollecitazione</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Sforzo di taglio di calcolo	VEd	kN	50.0
Sollecitazione torcente di progetto	TEd	kNm	0.0
Forza di compressione di calcolo (pos. Se di compressione)	NEd	kN	366.0
Momento flettente di calcolo	MEd	kNm	29.0
<b>VERIFICHE IN CAMPO PLASTICO (SOLO SEZIONI CL. 1-2)</b>			<b>SI</b>
<b>Verifica a torsione</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Resistenza torsionale di progetto	TRd	kNm	80.3
Rapporto TEd / TRd (punto 4.2.29)	TEd/TRd		0.00
Status check	Ch		OK
Tensione tangenziale massima	$\tau_{t,Ed}$	Mpa	0.0
<b>Verifica a taglio in presenza di torsione</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Resistenza di calcolo a taglio	Vc,Rd	kN	662.6
Resistenza di calcolo a taglio ridotta in presenza di torsione	Vc,Rd,red	kN	662.6
<b>Rapporto VEd / Vc,Rd,red (punto 4.2.17)</b>	<b>VEd/Vc,Rd,red</b>		<b>0.08</b>
Status check	Ch		OK
<i>Si può trascurare l'influenza del taglio sulla flessione ?</i>			SI
<b>Verifica a presso-tenso flessione retta</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Resistenza di calcolo a compressione/trazione	Npl,Rd	kN	1802.8
Resistenza di calcolo a flessione	Mpl,Rd	kNm	88.7
Resistenza di calcolo a flessione ridotta in presenza sforzo normale	MN,Rd	kNm	62.7
Rapporto NEd / Nc,Rd (punto 4.2.10)	NEd/Nc,Rd		0.20
Status check	Ch		OK
<b>Rapporto MEd / MN,Rd (punto 4.2.12)</b>	<b>MEd/MN,Rd</b>		<b>0.46</b>
Status check	Ch		OK

### 7.3.2 Verifiche dei maniglioni di ancoraggio in testa ai micropali

L'ancoraggio dei micropali al plinto di fondazione è realizzato tramite "maniglioni" resistenti a taglio, saldati in testa ai tubi.

Sono previste 4 barre  $\phi 24$  in acciaio B450C, da saldare ai tubi con cordoli di lunghezza 60 mm e altezza della sezione di gola pari a 5 mm.

La verifica della saldatura è stata effettuata come segue:

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1$$

Dove la forza di progetto agente sul singolo cordone è pari a:

$$F_{w,Ed} = N_{Ed} / (2 \cdot nb)$$

Essendo:

$N_{Ed}$  lo sforzo normale di progetto sul micropalo;

$nb$  il numero di ancoraggi al micropalo (2 per barra);

mentre, la resistenza di progetto del cordone d'angolo è pari a:

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_c \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

Essendo:

$a$  l'altezza della sezione di gola;

$L_c$  la lunghezza del singolo cordone;

$f_{tk}$  la resistenza a rottura del materiale di apporto;

$\beta = 0.90$  per acciaio S355.

Le verifiche porgono quanto segue:

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

**VERIFICHE DEGLI ANCORAGGI IN TESTA AI MICROPALI**

<b>Verifica a tranciamento delle barre di ancoraggio</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
Numero di maniglioni	nm		4
numero complessivi di bracci resistenti a tranciamento	nb		8
diametro delle barre di ancoraggio	fb	mm	24
Area resistente a tranciamento	Ab	mm <sup>2</sup>	3619
tensione di snervamento dell'acciaio delle barre	fyk	MPa	450
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_s$		1.15
Resistenza tangenziale di progetto	$\tau_{t,Rd}$	MPa	225.9
Forza di assiale di progetto	NEd	kN	366.0
Resistenza a tranciamento	NRd	kN	817.6
<b>Rapporto NEd / Nt,Rd</b>	<b>NEd/Nt,Rd</b>		<b>0.45</b>
Status check	Ch		<b>OK</b>
<b>Verifica delle saldature delle barre ai tubi</b>	<b>var</b>	<b>unità</b>	
lunghezza minima cordone d'angolo	lc	mm	60
altezza della gola	a	mm	5
Area resistente saldatura	Asal	mm <sup>2</sup>	300
tensione di rottura materiale di apporto	ftk	MPa	510
Coefficiente di sicurezza per resistenza	$\gamma_{M2}$		1.25
Coefficiente beta	$\beta$		0.90
Forza di progetto che sollecita il cordone d'angolo: NEd / (2 x nb)	Fw,Ed	kN	22.9
Resistenza di progetto del cordone d'angolo	Fw,Rd	kN	78.5
<b>Rapporto Fw,Ed / Fw,Rd</b>	<b>Fw,Ed / Fw,Rd</b>		<b>0.29</b>
Status check	Ch		<b>OK</b>

**7.4 Dimensionamento delle singole membrature delle spalle**

Il dimensionamento delle singole membrature è stato effettuato attraverso la risoluzione di schemi locali appresso dettagliati.

In tutti i casi, le verifiche a fessurazione sono state effettuate per via indiretta confrontando le tensioni agenti sull'acciaio con le tensioni ammissibili funzione dell'aggressività dell'ambiente e del diametro delle barre adottate.

I risultati delle verifiche sono riportate tra gli allegati.

**Come è possibile evincere tutte le verifiche sono soddisfatte.**

**7.4.1 Zattera di fondazione**

Il dimensionamento della mensola anteriore della zattera di fondazione è stato effettuato con riferimento allo schema di mensola tozza (tirante-puntone), sollecitata dalla reazione del palo maggiormente caricato (palo di spigolo).

**7.4.2 Mensola posteriore**

La verifica della mensola posteriore della zattera di fondazione è stata eseguita con riferimento al modello di trave a mensola soggetta al peso proprio ed al peso del rinterro, e soggetta alle azioni stabilizzanti trasmesse dai pali di fondazione.

### 7.4.3 Muro frontale

Il dimensionamento del muro frontale è stato effettuato considerando il modello di trave a mensola incastrata alla quota di estradosso della zattera di fondazione.

Le analisi e le verifiche sono relative ad una sezione di larghezza unitaria.

Per semplicità ed a favore di sicurezza, le verifiche del muro frontale sono state condotte a flessione semplice trascurando il contributo stabilizzante offerto dallo sforzo normale.

### 7.4.4 Paraghiaia

La verifica del Paraghiaia è stata effettuata considerando le sollecitazioni derivanti dal peso proprio, dalla spinta delle terre, dalle spinte esercitate dal sovraccarico accidentale sul terrapieno, da un asse di carico  $Q_{ik}$  da 300 kN supposto agente in testa al paraghiaia e da una forza di frenatura convenzionale pari a 180 kN (60% di  $Q_{ik}$ ) sempre applicata in testa al paraghiaia (vedi figura seguente).

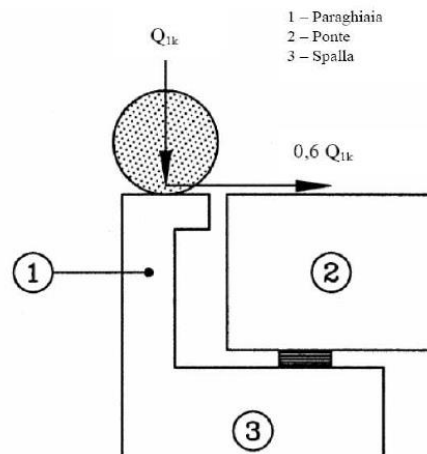


Figura 7.3. Carichi da traffico su muri paraghiaia

Inoltre, sono state valutate le sollecitazioni relative alla fase sismica, generate dalle forze inerziali, dall'incremento di spinta delle terre e dalle azioni direttamente trasmesse dal ritegno longitudinale.

La spinta delle terre in condizioni di esercizio, è stata valutata con riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ .

Conformemente alle circolari alle NTC2018 (§C.5.1.3.3.5.1), il sovraccarico accidentale da traffico è costituito dal carico  $Q_{ik}$  supposto distribuito su un impronta di  $3.0 \times 2.20$ .

Questo carico è stato supposto diffuso a  $30^\circ$  lungo il terrapieno fino alla base del paraghiaia.

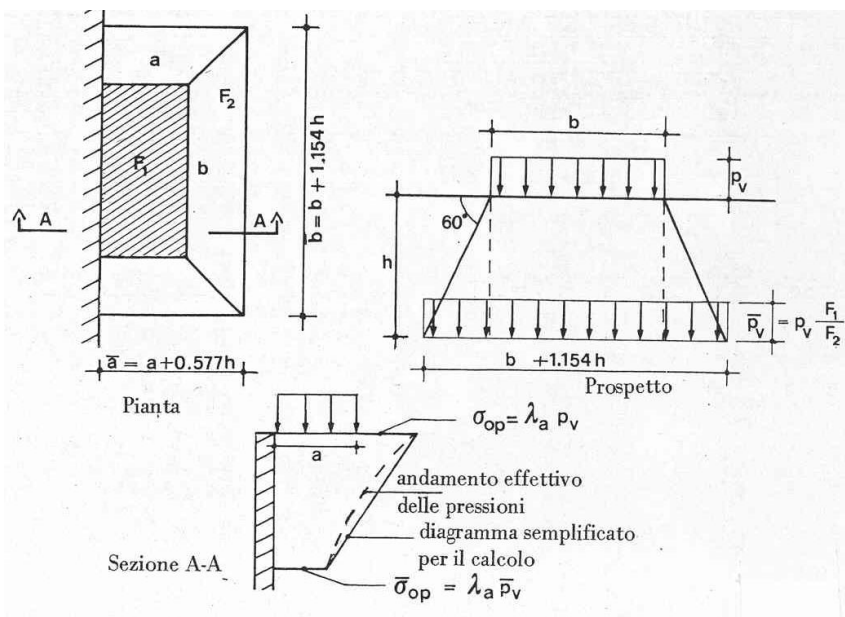


Figura 7.4. Schema di diffusione del sovraccarico accidentale.

La pressione dovuta al sovraccarico quindi decresce come indicato nella sezione A-A di Figura 7.4, interessando però una larghezza sempre maggiore di paraghiaia. Considerando il contributo di una sola colonna di carico, la larghezza collaborante di muro è pari a  $(b + 1.154h + 2.00)$ .

### 7.4.5 Muri di risvolto

Il calcolo è relativo al muro di maggiore altezza. Lo schema di calcolo adottato è quello di piastre rettangolari incastrate alla base in corrispondenza della zattera di fondazione e su un lato in corrispondenza del muro frontale. I muri sono soggetti alla spinta delle terre, alle spinte dovute ai sovraccarichi accidentali sul terrapieno in esercizio, ed alle forze inerziali ed all'incremento di spinta delle terre in fase sismica.

Il calcolo delle sollecitazioni generate dalla spinta delle terre, dal sovraccarico accidentale, ipotizzato presente a livello del piano viario, e dal sisma, è stato effettuato utilizzando le tabelle proposte da R. Bares nel testo "Calcolo di Lastre e Piastre con la teoria elastica lineare" (vedi Tab. 1.41 – 1.97). Il calcolo della spinta delle terre è stato condotto con riferimento al coefficiente di spinta a riposo  $k_0$ .

Nel caso in cui è presente una bandiera all'estremità verticale libera del muro si considerano i momenti orizzontali trasmessi al muro di risvolto, valutati con schema di trave a mensola:

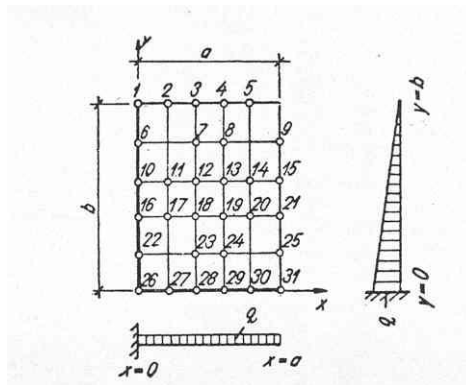


Figura 7.5. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico variabile linearmente con la profondità).

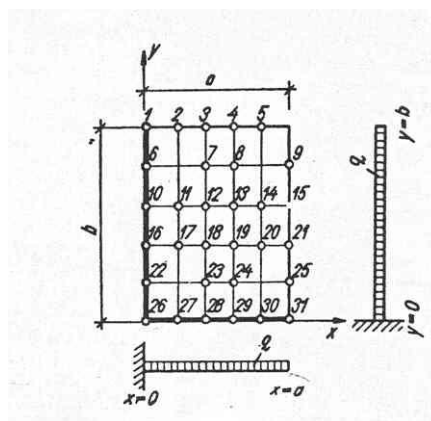


Figura 7.6. Schema di calcolo piastra e punti notevoli (Carico uniformemente ripartito).

#### 7.4.6 Verifiche di resistenza a taglio

Le verifiche a taglio sono state condotte per tutte le membrature, ad eccezione delle mensole anteriori delle spalle, caratterizzate da comportamento a mensola tozza.

I tagli di calcolo sono stati confrontati con le resistenze delle singole membrature, valutate in assenza di specifiche armature trasversali; laddove la verifica fornisce esito negativo, sono state dimensionate le armature trasversali in grado di garantire la soddisfazione delle verifiche.

Come possibile evincere dai tabulati in allegato, le verifiche in assenza di armature trasversali sono positive per la [mensola posteriore della zattera](#), [muro frontale](#) ed il [paraghiaia](#).

A favore di sicurezza, tuttavia, andranno previste specifiche armature trasversali.

## 8 VERIFICHE DISPOSITIVI DI APPOGGIO

### 8.1 Appoggi elastomerici armati

Come precedentemente illustrato l'impalcato sarà posto al di sopra delle sottostrutture mediante appoggi elastomerici armati posizionati in corrispondenza di ciascun allineamento di appoggio delle travi principali.

Di seguito sono riepilogate le caratteristiche degli appoggi prescelti:

#### 250x300x55

Larghezza complessiva del cuscinetto	<b>a</b>	[mm]	<b>250</b>
Lunghezza complessiva del cuscinetto	<b>b</b>	[mm]	<b>300</b>
Altezza complessiva	<b>h<sub>tot</sub></b>	[mm]	<b>55</b>
Spessore del disco di rinforzo in acciaio	<b>t<sub>s</sub></b>	[mm]	<b>2</b>
Spessore del singolo strato di elastomero	<b>t<sub>i</sub></b>	[mm]	<b>6</b>
Numero di strati di elastomeri	<b>n</b>	-	<b>6</b>
Rigidezza a taglio	<b>K<sub>o</sub></b>	[kN/mm]	<b>1.65</b>
Volume	<b>Vol</b>	[dm <sup>3</sup> ]	<b>3.5</b>
Peso	<b>W</b>	[kg]	<b>10</b>
Massimo spostamento consentito in direzione a	<b>v<sub>x</sub></b>	[mm]	<b>40</b>
Massimo carico verticale	<b>F<sub>zULS</sub></b>	[kN]	<b>1610</b>

#### 8.1.1 Carichi verticali trasmessi dall'impalcato

I carichi verticali sono stati valutati con i specifici modelli di calcolo utilizzati per il dimensionamento dell'impalcato.

Di seguito si riepilogano i carichi verticali trasmessi agli appoggi per ciascuna azione elementare, e la successiva combinazione secondo quanto precedentemente illustrato:

##### Carichi trasmessi agli appoggi - Condizioni di carico elementari

Condizione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili Max	Carichi mobili Min
SPA	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.7	37.5	
SPB	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	45.7	37.5	

##### Carichi trasmessi agli appoggi - Combinazioni

Fattori moltiplicativi

Combinazione n.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SLE-QP	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00
SLE-RARA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.60	0.60	1.00	1.00
SLU-STR	1.35	1.35	1.20	1.20	1.20	0.90	0.90	0.90	1.35	1.35
SLU-SIS	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE-FREQ	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.00	0.75	0.75

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

Carichi trasmessi agli appoggi

**Combinazione SLE-QP**

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	MAX	MIN
											Sommano	Sommano
SPA	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	103.3	103.3
SPB	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	103.3	103.3

**Combinazione SLE-RARA**

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	MAX	MIN
											Sommano	Sommano
SPA	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.4	37.5	0.0	168.2	75.9
SPB	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.4	37.5	0.0	168.2	75.9

**Combinazione SLU-STR**

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili	Carichi mobili	MAX	MIN
											Sommano	Sommano
SPA	79.9	59.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.1	50.6	0.0	231.2	98.3
SPB	79.9	59.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.1	50.6	0.0	231.2	98.3

**Combinazione SLU-SIS**

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili (max)	Carichi mobili (max)	MAX	MIN
											Sommano	Sommano
SPA	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	103.3	103.3
SPB	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	103.3	103.3

**Combinazione SLE-FREQ**

Allineamenti	Peso proprio	Permanenti portati	Cedimenti vincolari 1	Cedimenti vincolari 2	Ritiro iperstatico	Variazione termica positiva	Variazione termica negativa	Vento	Carichi mobili (max)	Carichi mobili (max)	MAX	MIN
											Sommano	Sommano
SPA	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.1	0.0	131.4	103.3
SPB	59.2	44.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	28.1	0.0	131.4	103.3

I carichi verticali sono ampiamente compatibili con le resistenze Fzd dei dispositivi di appoggio previsti.

**8.1.2 Carichi orizzontali trasmessi dall'impalcato**

I carichi massimi sono relativi alla condizione sismica.

A favore di sicurezza si considera l'accelerazione massima valutata al plateau:

$$F_{h\_tot} = a_g/g \times S \times F_0 \times W_{imp} = 0.193 \times 1.42 \times 2.436 \times 356.0 = 237.2 \text{ [kN]}$$

Questa azione si considera ripartita su due appoggi per sisma in ciascuna direzione orizzontale:

$$F_{h\_app} = 237.2 / 2 = 118.7 \text{ kN}$$

Tenendo della rigidità orizzontale degli apparecchi adottati si ottiene uno spostamento sismico di progetto pari a:

$$u_x = u_y = F_{h\_app} / k_e = 118.7 / (1.65 \times 2) = 36 \text{ [mm]}$$

in combinazione sismica, per la direzione orizzontale si considera lo spostamento dovuto alla termica conteggiato al 50%:

**Effetti delle variazioni termiche**

Distanza massima da asse sistema di appoggio	Lmax	[m]	6.15
Coefficiente di dilatazione termica impalcato	$\alpha$		1.00E-05
Variazione termica di progetto per appoggi - allungamento	$\Delta T+$	[°]	18.8
Variazione termica di progetto per appoggi - contrazione	$\Delta T-$	[°]	30.4
Allungamento per dilatazione termica positiva	$d_{\Delta T+}$	[m]	0.0012
Contrazione per dilatazione termica negativa	$d_{\Delta T-}$	[m]	-0.0019



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

$$d_{\Delta T} = 0.5 \times \max [ d_{\Delta T+}; d_{\Delta T-} ] = 1 \text{ [mm]}$$

lo spostamento massimo di progetto è pari a:

$$d_{Ed} = 36 + 1 = 37 \text{ [mm]}$$

Che risulta inferiore allo spostamento ammissibile dall'appoggio adottato pari a 40 mm.

## 9 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU ED SLE DELLE FONDAZIONI SU MICROPALI

In accordo alle NTC2018 le verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO) delle fondazioni su pali sono state effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Collasso per carico limite di sfilamento del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- Collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi trasversali;
- Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- Stabilità globale.

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate esclusivamente nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali, mentre vengono omesse per fondazioni che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Le verifiche SLU di tipo strutturale (STR) sono illustrate nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Relativamente agli stati limite di esercizio (SLE) è stata effettuata una stima del cedimento del palo singolo e della palificata soggetti a carichi verticali.

### 9.1 Criteri di Calcolo

Le verifiche di stabilità globale vengono effettuate seguendo l'Approccio 1 con la combinazione dei coefficienti parziali (A2, M2, R2) definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC2018:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$ .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Le altre verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento geotecnico (carico limite della palificatane nei riguardi dei carichi assiali, trasversali e di sfilamento), sono state effettuate riferendosi all'Approccio 2 con i gruppi parziali A1, M1, R3 definiti dalle tabelle 6.2.I, 6.2.II, precedentemente illustrate, 6.4.II e 6.4.VI:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale $\gamma$	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

$\gamma$  da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

### 9.1.1 Verifiche SLU di collasso per carico limite del micropalo singolo nei riguardi del carico assiale di compressione

Deve essere:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Dove:

$F_{cd}$  è il carico assiale di compressione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul micropalo singolo;

$R_{cd}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il micropalo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$$

Essendo:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$  la resistenza alla base di progetto;

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;

$\gamma_b, \gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei micropali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$R_{bk} = \text{Min} [ (R_{bc,cal})_{media} / \xi_3; (R_{bc,cal})_{min} / \xi_4 ]$  la resistenza alla punta caratteristica;

$R_{sk} = \text{Min} [ (R_{sc,cal})_{media} / \xi_3; (R_{sc,cal})_{min} / \xi_4 ]$  la resistenza laterale caratteristica;

$\xi_3, \xi_4$  coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate, determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

$R_{b,cal}$  ed  $R_{s,cal}$  rappresentano le resistenze alla base e laterale di calcolo del palo valutate con la seguenti espressioni:

$R_{s,cal} = \sum^n q_{si} A_i$  la resistenza laterale

$R_{b,cal} = q_b A_p$  la resistenza alla punta e:

$i$  è lo strato  $i$ -esimo attraversato dal palo ed  $n$  il numero totale degli strati.

Le resistenze di calcolo laterale ed alla punta del singolo micropalo sono state calcolate in accordo a Bustamante e Doix:

$R_{s,cal_i} = \pi \times D_{si} \times L_{si} \times q_{si}$  con:

$L_{si}$  = altezza dello strato attraversato dal micropalo;

$D_{si}$  = Diametro reso del micropalo nello strato  $i$ -esimo, correlato al diametro di perforazione  $D_n$  attraverso la seguente relazione:

$D_{si} = \alpha_i D_n$

Dove  $\alpha_i$  è un parametro dipendente dal tipo di terreno e dalla modalità realizzativa dei micropali secondo la seguente tabella:

Terreno	Coefficiente $\alpha$	
	IRS	IGU
Ghiaie	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaie sabbiose	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbie ghiaiose	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

Sabbie grossolane	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie medie	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie fini	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie limose	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limi	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argille	1.8 - 2.0	1.2
Marne	1.8	1.1 - 1.2
Marne-Calcarei	1.8	1.1 - 1.2
Arenarie alterate o fratturate	1.8	1.1 - 1.2
Rocce alterate o frammentate	1.2	1.1

IRS = Iniezioni ripetute e selettive

IGU = Iniezioni semplici

$q_{si}$  = attrito laterale unitario tra bulbo e terreno, pure dipendente dal tipo di terreno attraversato e dalla modalità realizzativa dei micropali in funzione di  $N_{spt}$  e/o dei risultati di prove pressiometriche (vedi grafici seguenti):

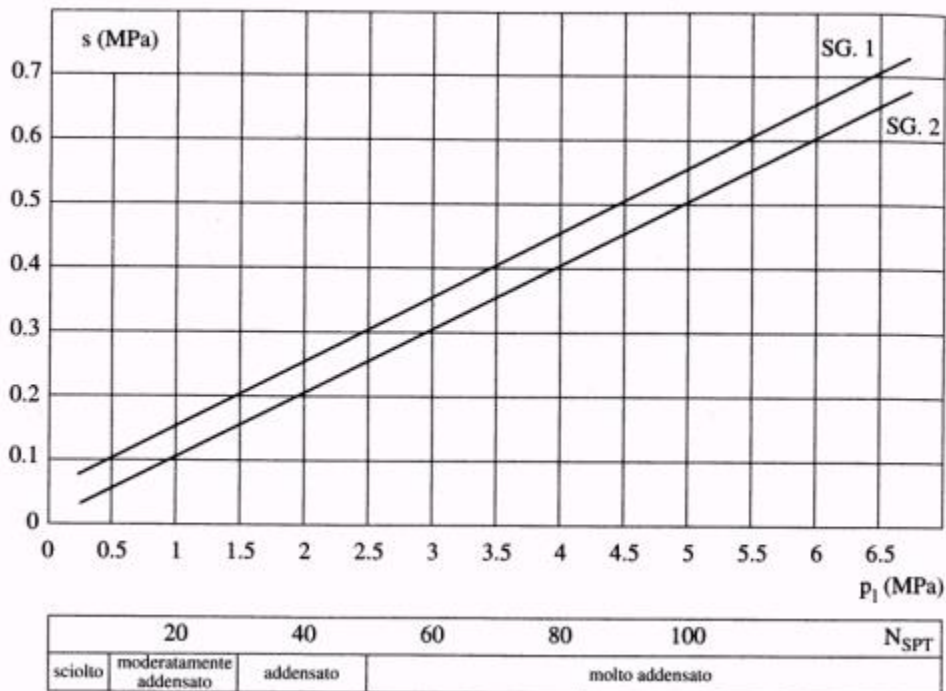


Figura 9.1 – Abaco di Bustamante e Doix per il calcolo di  $q_s$  per sabbie e ghiaie

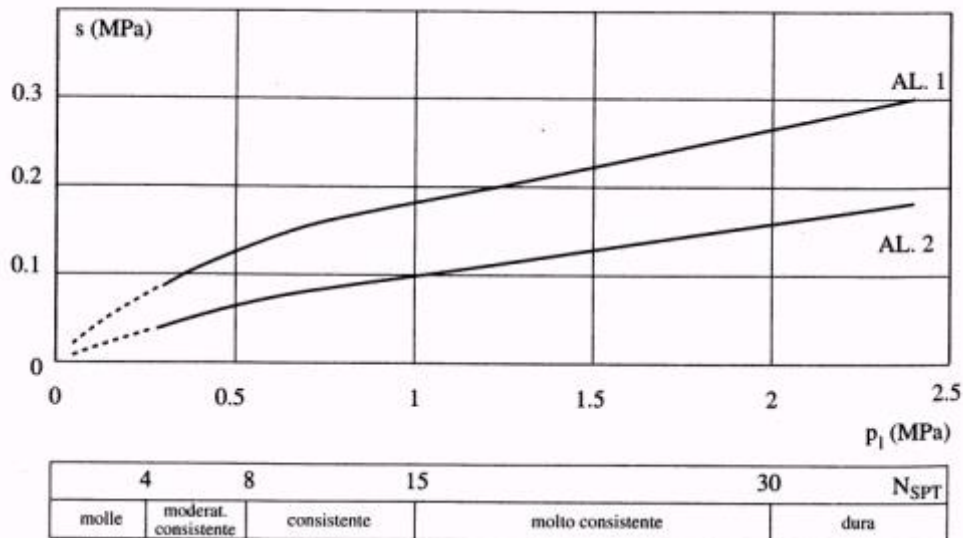


Figura 9.2 – Abaco di Bustamante e Doix per il calcolo di  $q_s$  per argille e limi

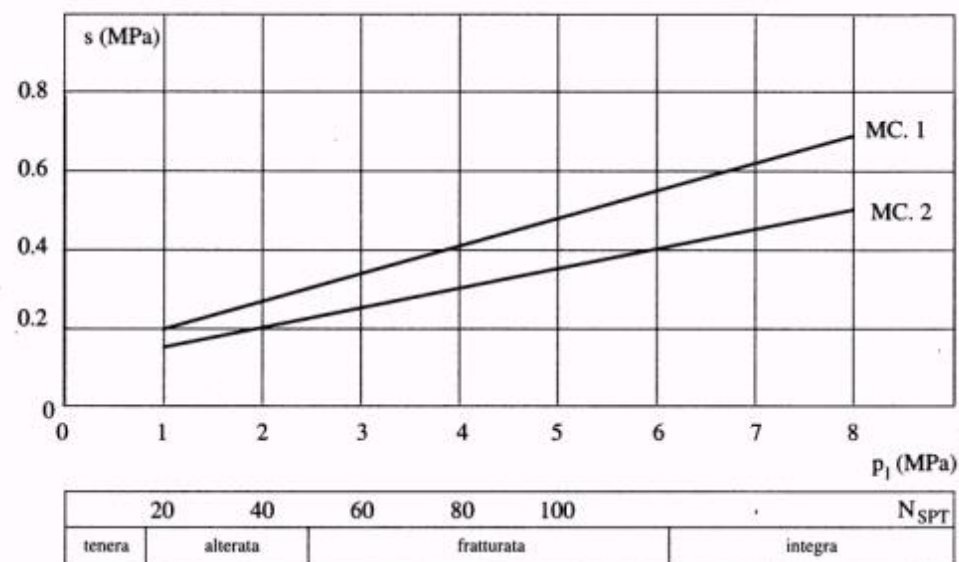


Figura 9.3 – Abaco di Bustamante e Doix per il calcolo di  $q_s$  per gessi, marne, marne calcaree

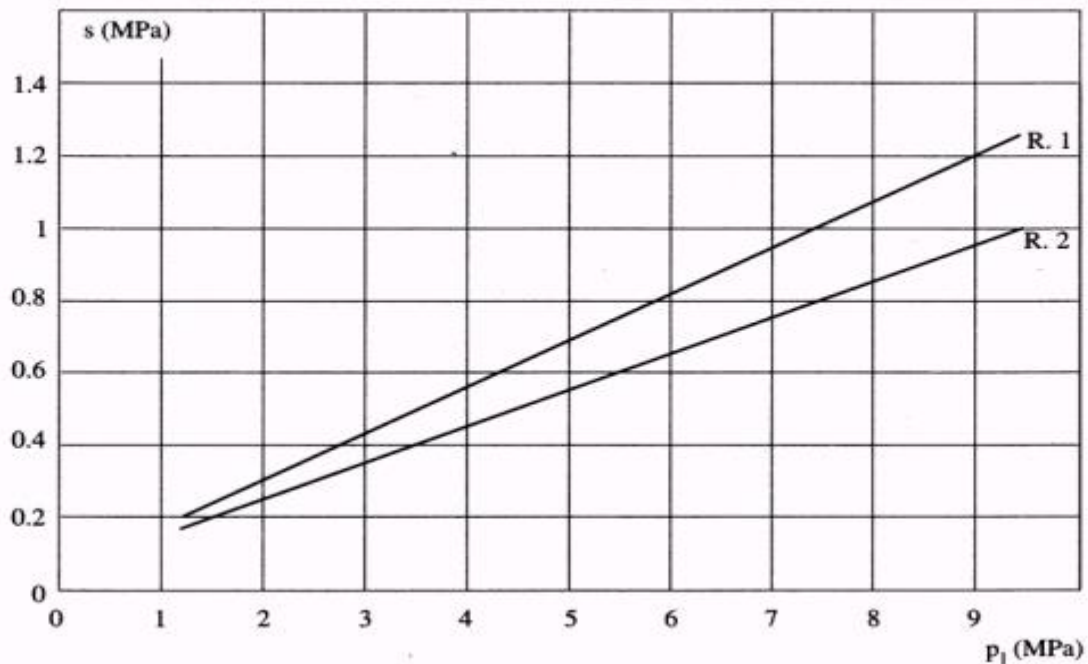


Figura 9.4 – Abaco di Bustamante e Doix per il calcolo di  $q_s$  per rocce alterate e fratturate

La resistenza di calcolo alla punta del singolo micropalo è fissata pari a:

$$R_{b,cal} = 0.15 \times R_{s,cal}$$

### 9.1.2 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione

L'interasse tra i pali è fissato ad un valore non minore di tre volte il loro diametro.

La resistenza ai carichi verticali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{cd,gr} = \eta \cdot n \cdot R_{cd}$$

In cui:

$\eta$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$  Il numero complessivo di pali del gruppo.

$R_{cd}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il micropalo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1.

Per palificate in terreni incoerenti e/o lapidei fratturati o alterati e interassi usuali (non minori di tre volte il diametro dei pali), l'efficienza è sempre maggiore dell'unità e nel progetto viene assunta pari ad

uno. In questi casi, la verifica di collasso per carico limite del palo singolo è certamente più gravosa di quella relativa al gruppo che, pertanto, viene omessa.

### 9.1.3 Verifiche SLU di collasso per sfilamento del palo singolo nei riguardi del carico assiale di trazione

Deve essere:

$$F_{td} \leq R_{td}$$

Dove:

$F_{td}$  è il carico assiale di trazione assunto in progetto nelle verifiche allo SLU agente sul palo singolo;

$R_{td}$  la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo fornita dalla seguente espressione:

$$R_{cd} = R_{sd}$$

Essendo:

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$  la resistenza laterale di progetto;

$\gamma_s$  coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali, forniti dalla Tab. 6.4.II delle NTC2018 precedentemente illustrata;

$R_{sk}$  la resistenza laterale caratteristica, valutata secondo quanto illustrato al paragrafo 9.1.1.

### 9.1.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

Deve essere:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

Dove:

$F_{tr,d}$  è il carico orizzontale di progetto nelle verifiche allo SLU agente sul micropalo singolo;

$R_{tr,d}$  la Resistenza di progetto ai carichi orizzontali allo SLU per il micropalo singolo fornita dalla seguente espressione:

$R_{tr,d} = R_{tr,k} / \gamma_T$  la resistenza caratteristica ai carichi orizzontali;

$\gamma_T$  coefficiente di sicurezza parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di apli soggetti a carichi trasversali, fornito dalla Tab. 6.4.VI delle NTC2018, precedentemente illustrata;



$R_{tr,k} = \text{Min} [ (R_{tr,cal})_{media} / \xi_3; (R_{tr,cal})_{min} / \xi_4 ]$   
orizzontali allo SLU;

la resistenza laterale caratteristica ai carichi

$\xi_3, \xi_4$

coefficienti di riduzione che dipendono dal numero di verticali indagate,  
determinati in base alla Tab. 6.4.IV delle NTC2018:

$R_{tr,cal}$  rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluenza e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".

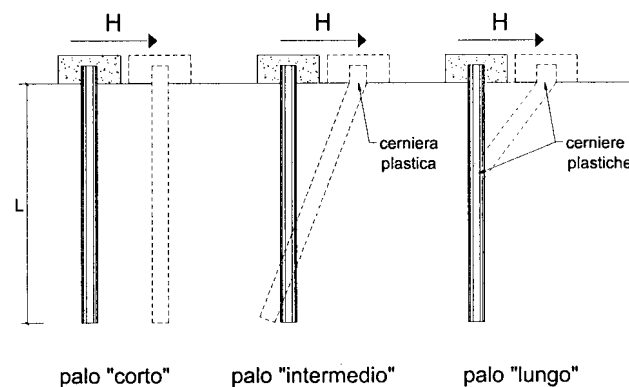


Figura 9.5 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

### 9.1.4.1 Unità a comportamento coesivo

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 D$  e costante con valore  $9 c_u D$  per profondità maggiori.

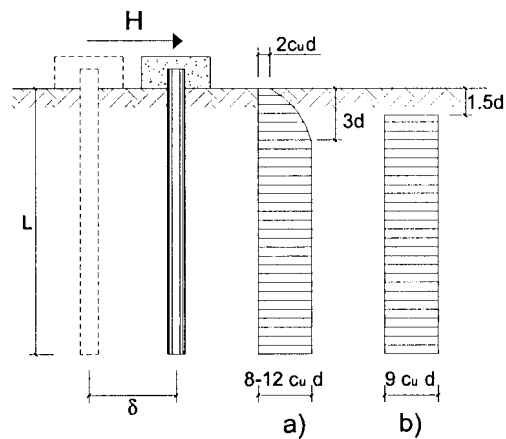


Figura 9.6 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

Nella figura seguente si riportano gli schemi di calcolo per i tre meccanismi di rottura precedentemente illustrati:

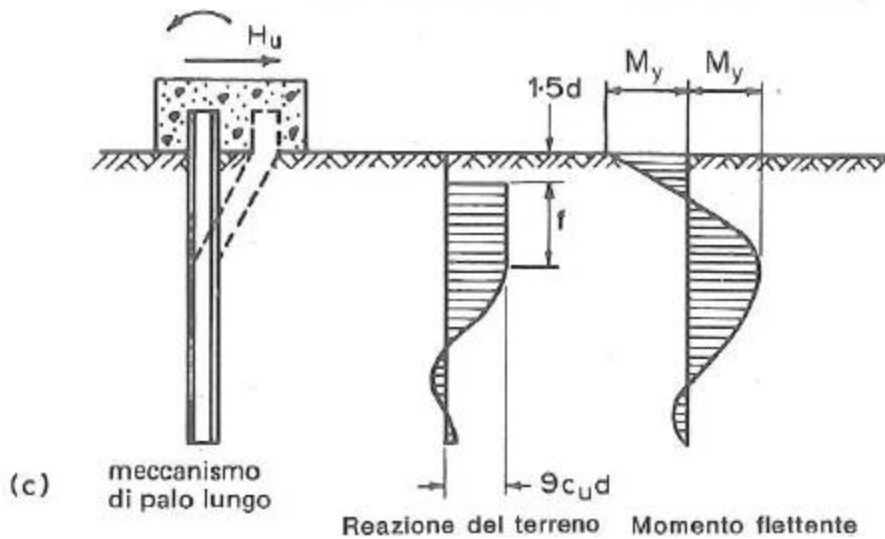
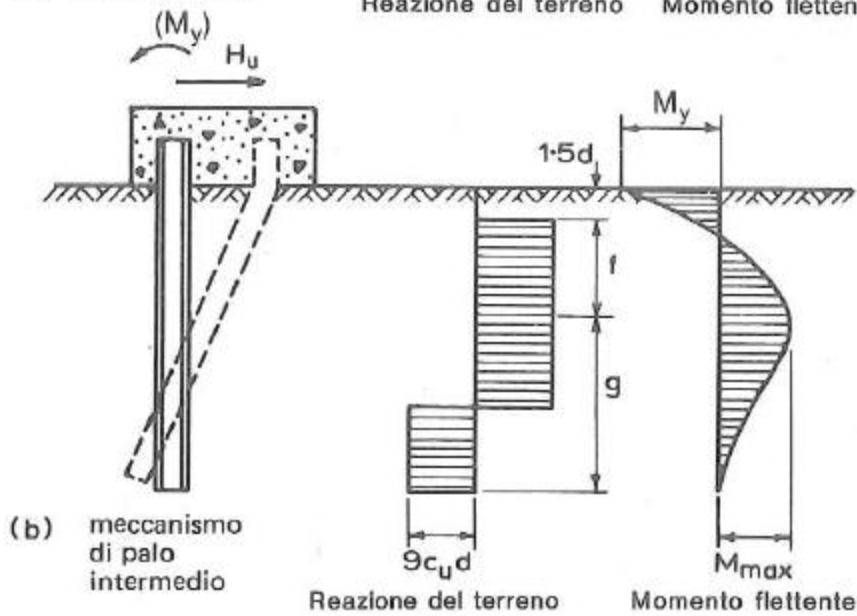
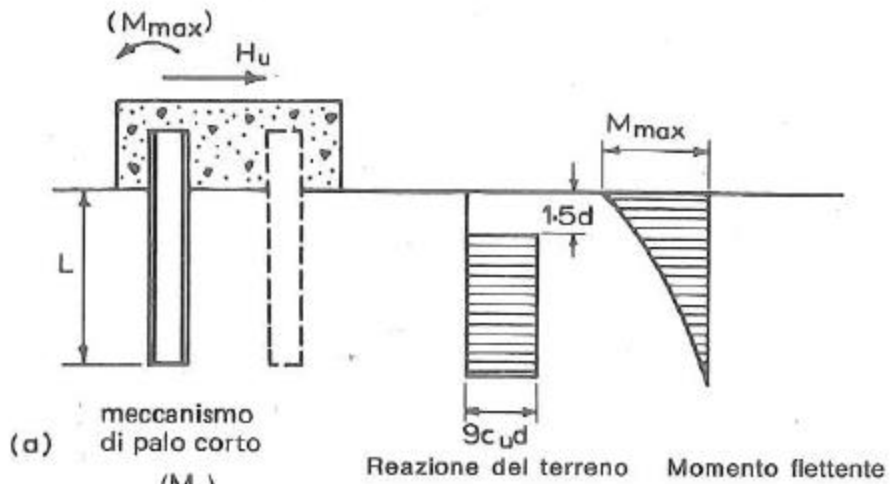


Figura 9.7 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni coesivi (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right)$$

palo corto

$$H \lim = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5}$$

palo intermedio

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}}$$

palo lungo

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $H \lim$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \lim \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

#### 9.1.4.2 Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

$k_p$  il coefficiente di spinta passiva;

$z$  la profondità da piano campagna;

$\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

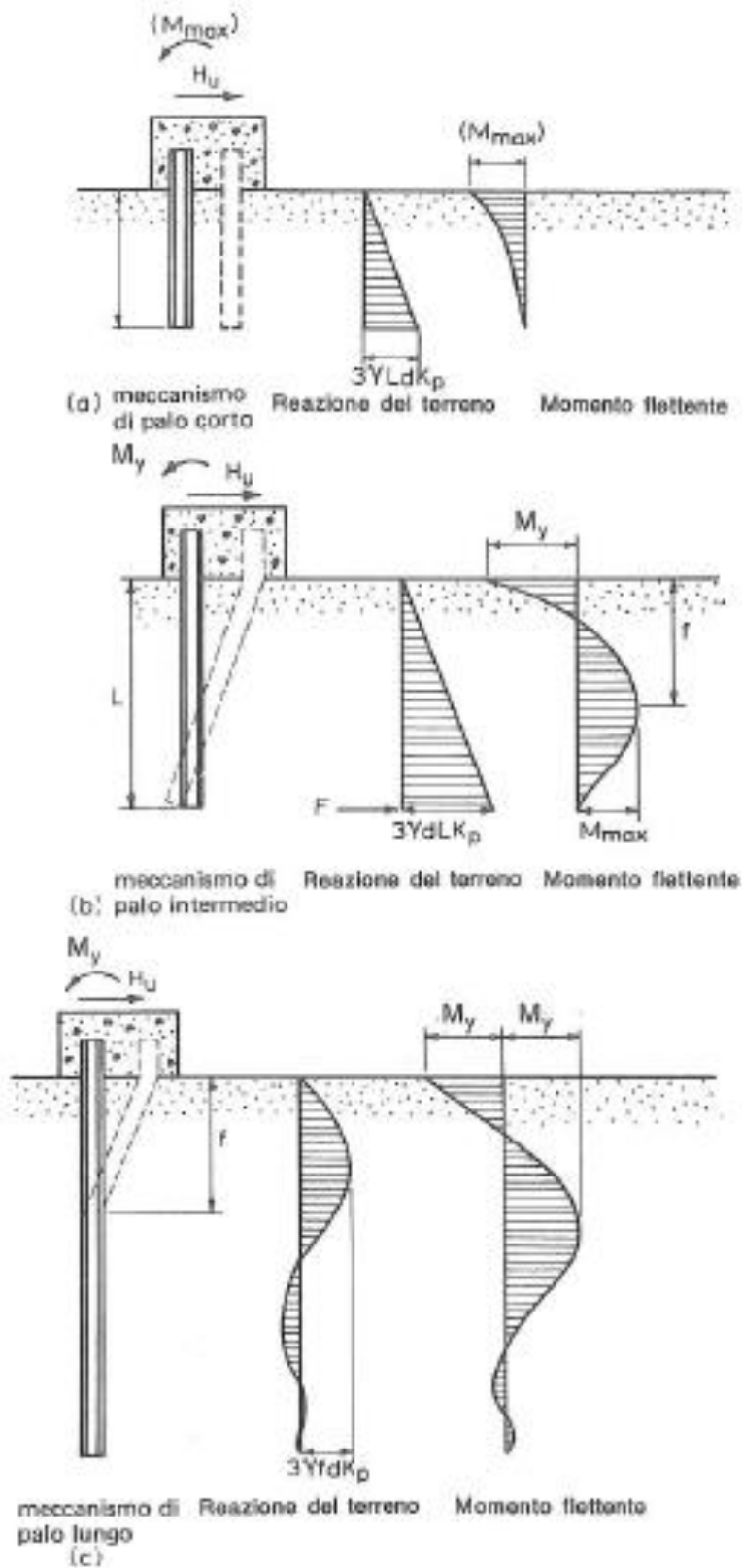


Figura 9.8 – Schemi di calcolo per pali impediti di ruotare in testa e soggetti ad azioni trasversali in terreni incoerenti (Broms, 1984).

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H \text{ lim} = 1.5k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H \text{ lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{My}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \text{ lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{My}{k_p \gamma D^4} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Volendo tenere conto del reale affondamento  $Hr$  della testa del palo rispetto al piano di campagna, il valore di  $Hlim$ , per il caso di palo lungo, si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$Hlim = p_{h1} \cdot L + \frac{3}{2} k_p \gamma D L^2$$

$$k_p \gamma D L^3 + \frac{1}{2} p_{h1} \cdot L^2 - 2My = 0$$

Nel caso di palo scalzato (ove presente) e per il caso di palo lungo, il valore di  $Hlim$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \text{ lim} = 1.5k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5Df^2 - \left( \frac{2My}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

### 9.1.5 Verifiche SLU di collasso per carico limite della palificata nei riguardi del carico trasversale

La resistenza ai carichi trasversali  $R_{cd,gr}$  del gruppo di pali viene determinata in base alla seguente espressione:

$$R_{tr,dgr} = \eta n R_{tr,d1}$$

In cui:

$\eta_{tr}$  è l'efficienza del gruppo di pali;

$n$	Il numero complessivo di pali del gruppo.
$R_{tr,d1}$	la Resistenza di progetto allo SLU per il palo singolo definito in accordo a quanto illustrato nel paragrafo 9.1.1, per un valore del momento di plasticizzazione corrispondente allo sforzo normale medio agente sui pali della palificata

Il carico limite orizzontale di un gruppo può essere notevolmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali; l'efficienza di un gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali è sempre inferiore all'unità.

Dalle "raccomandazioni sui pali di fondazione" AGI, 1984, si riporta quanto segue:

*"Sulla base dei risultati sperimentali disponibili sembra che l'efficienza tenda all'unità per un interasse fra i pali del gruppo pari a cinque volte il diametro dei pali; per interasse minore, l'efficienza diminuisce fino a 0.5."*

È possibile anche affermare che risulta più vantaggioso disporre il gruppo di pali normalmente alla direzione della forza orizzontale ovvero, a parità di numero di pali di un gruppo rettangolare resiste meglio se la forza orizzontale agisce parallelamente al lato corto.

Per il caso di interesse, relativo a pali disposti ad interasse non minore di 3 diametri si ritiene possibile considerare  $\eta_{tr} = 80\%$ .

Nel caso di gruppo di pali soggetti ad azioni orizzontali possono manifestarsi le due seguenti tipologie di interazione:

- interazione tra pali in linea, caricati in direzione parallela alla fila (Figura 9.9 - Schema A);
- interazione tra pali affiancati, caricati in direzione perpendicolare alla fila (Figura 9.12 - Schema B).

L'interazione del primo tipo si esplica in una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del terreno retrostante il palo di testa della fila, con conseguente incremento degli spostamenti dei pali retrostanti.



Figura 9.9 – Schema A – Pali in linea

Studi sperimentali condotti sull'argomento hanno mostrato che l'interazione dipende principalmente dalla posizione relativa dei pali. Molti autori (Dunnivant & O'Neill, 1986) raccomandano fattori di riduzione distinti per pali frontali e pali retrostanti. Tali fattori sono dati in funzione della spaziatura tra i pali nella direzione del carico.

I fattori di riduzione per pali frontali possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.10.

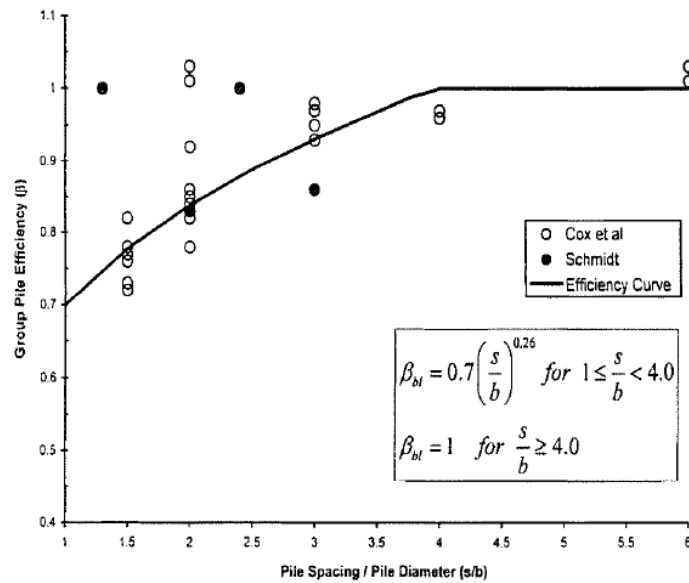


Figura 9.10 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali frontali

I fattori di riduzione per pali retrostanti possono essere ricavati dalle indicazioni fornite in Figura 9.11.

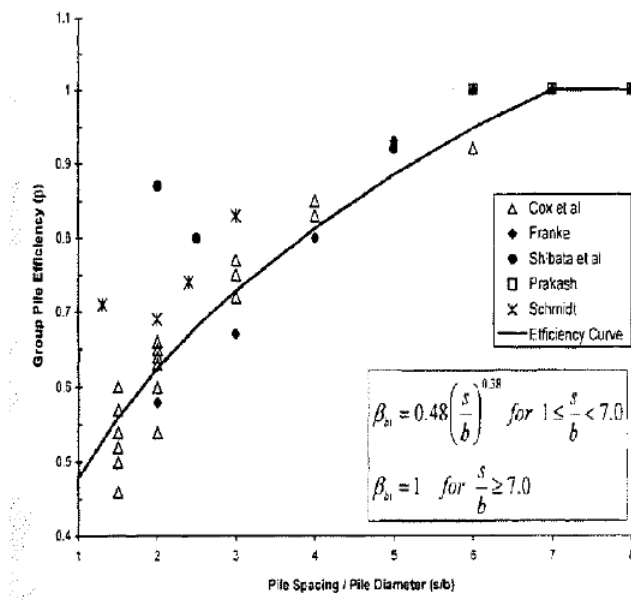


Figura 9.11 – Fattori di riduzione per pali disposti parallelamente alla direzione di carico – Pali retrostanti

L'interazione del secondo tipo si esplica invece con un incremento degli spostamenti del palo centrale per effetto della presenza dei pali laterali.



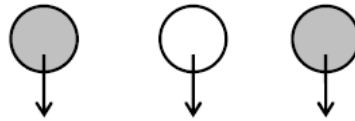


FIGURA 6-12: SCHEMA B – PALI AFFIANCATI

Figura 9.12 – Schema B – Pali affiancati

Tale riduzione di "p" in funzione del rapporto s/D (s = interasse dei pali, D = diametro del palo) può essere ricavata dalle indicazioni fornite in Figura 9.13.

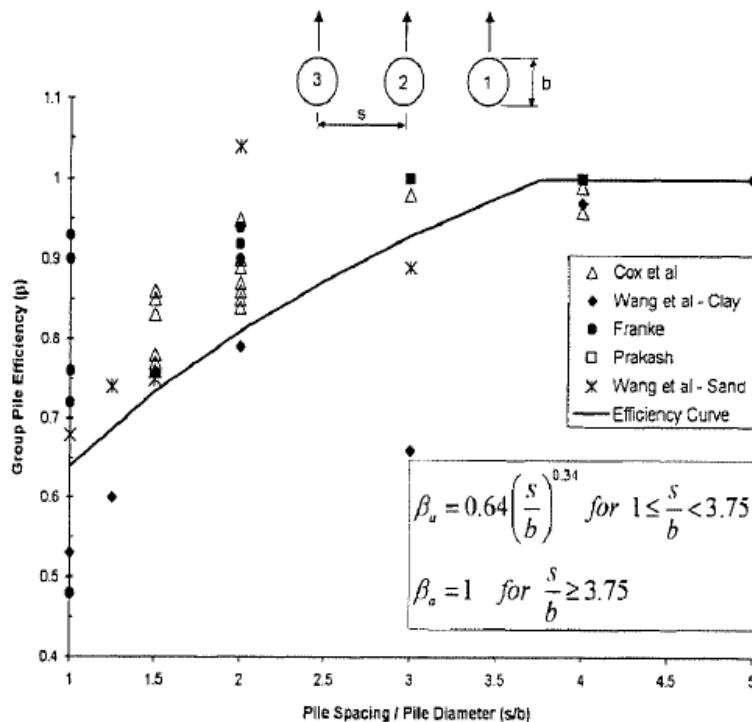


Figura 9.13 – Fattori di riduzione per pali disposti su file perpendicolari alla direzione del carico

Con riferimento alle geometrie maggiormente ricorrenti per i sistemi di fondazione profondi, gli incrementi medi delle sollecitazioni lungo i pali a causa degli effetti gruppo sono dell'ordine del 10-20%.

Nel caso in esame si considera un incremento massimo delle sollecitazioni sul palo singolo pari al 20%.

### 9.1.6 Verifiche SLE - Cedimenti del palo isolato

Il calcolo dei cedimenti del palo singolo è stato effettuato in accordo al metodo proposto da Poulos.

Il terreno viene assunto omogeneo con modulo di Young e coefficiente di Poisson costanti.

Il metodo distingue due casi:

- floating pile, ovvero "palo sospeso";
- end bearing, ovvero palo ammorsato su un terreno più rigido.

Per entrambi i casi, il cedimento in testa al palo può essere stimato con sufficiente accuratezza, nell'ipotesi di palo deformabile in un semispazio elastico, attraverso la seguente relazione:

$$w1 = \frac{PI}{E_s d}$$

nella quale:

$w1$  cedimento del palo isolato;

$P$  carico assiale applicato;

$I_{floating\ pile}$  =  $I_o \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v$ ;

$I_{end\ bearing}$  =  $I_o \cdot R_K \cdot R_b \cdot R_v$ ;

$I_o$  fattore di influenza (per un palo rigido in un semispazio elastico per  $\nu = 0.5$ )

$R_K$  fattore correttivo che tiene conto della compressibilità del palo;

$R_h$  fattore correttivo che tiene conto della profondità (finita) del substrato rigido;

$R_b$  fattore correttivo caso End Bearing funzione del rapporto  $L/d$  e  $E_B/E_s$ ;

$R_v$  fattore correttivo del coefficiente di Poisson;

$h$  altezza totale dello strato di terreno;

$E_s$  modulo elastico del terreno (assunto un valore pari alla media pesata secondo lo spessore degli strati attraversati dal palo).

Di seguito si riporta il significato dei simboli per i parametri delle correlazioni grafiche:

$d_b$  diametro del palo alla base;

$d$  diametro del palo in testa;

$L$  lunghezza del palo;

K rapporto tra i moduli di elasticità del materiale costituente il palo e del terreno.

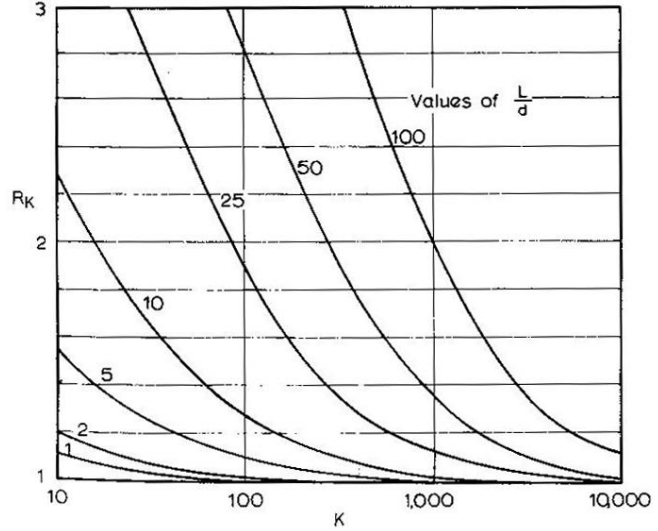
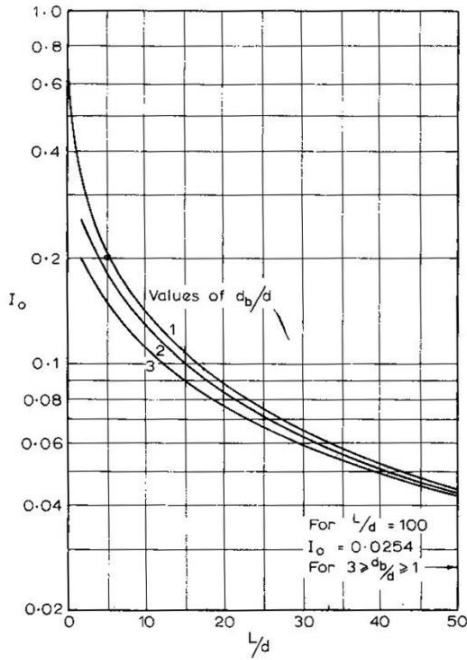


Figura 9.14 – fattori correttivi  $I_0$  ed  $R_K$

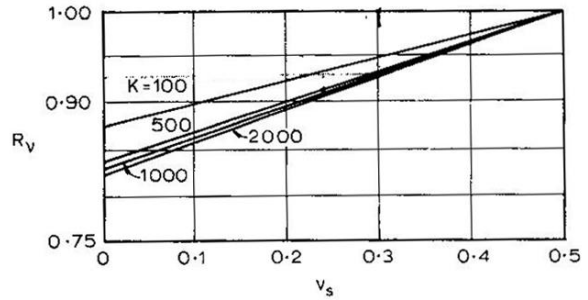
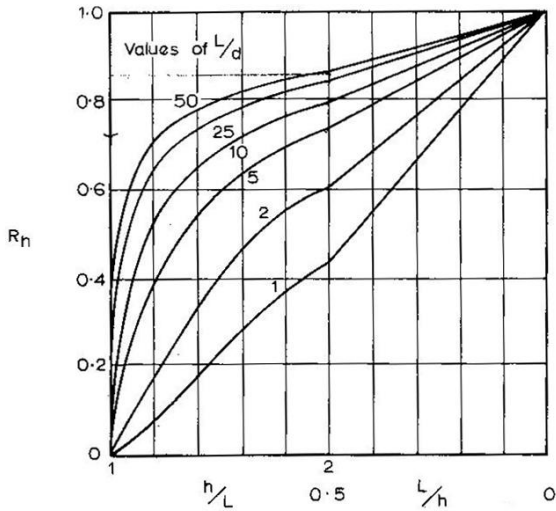


Figura 9.15 – fattori correttivi  $R_h$  ed  $R_v$

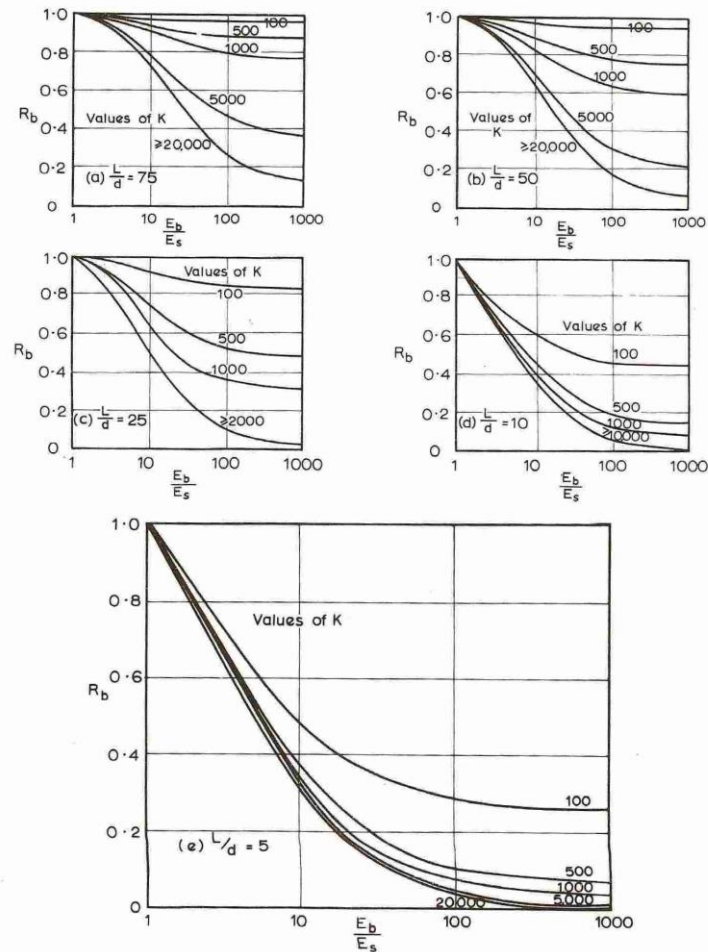


Figura 9.16 - fattore correttivo  $R_b$ : caso end-bearing

### 9.1.7 Verifiche SLE - Cedimenti della palificata

Il calcolo dei cedimenti della palificata viene effettuato a partire dal cedimento del palo singolo  $w_1$  valutato a parità di carico medio per palo, attraverso la seguente espressione suggerita da AGI (1984), relativa al caso di pali trivellati:

$$w = w_1 \left( \frac{0.6B}{0.3B + 0.3} \right)^2$$

In cui  $B$  è la dimensione minima in pianta della palificata espressa in metri.

### 9.2 Applicazione al caso in esame

Si omettono le verifiche di stabilità globale delle fondazioni su micropali del ponte, che ricadono su aree in piano o a pendenza estremamente modesta.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione

PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

### 9.2.1 Caratteristiche delle opere di fondazione su pali

Le fondazioni delle spalle sono di tipo indiretto su micropali  $\phi 240$ , collegati in testa da rigide zattere di fondazione di altezza pari a 1.0m.

Per le spalle sono previsti 8 micropali disposti secondo una maglia rettangolare (4 x 2), garantendo una distanza minima tra gli assi dei micropali pari a 1.00 m (3D).

### 9.2.2 Parametri geotecnici e stratigrafie di progetto

Di seguito si riepilogano le stratigrafie ed i parametri geotecnici di progetto impiegati nel dimensionamento delle fondazioni su micropali.

Inoltre, è indicato il numero delle verticali indagate, utile al dimensionamento dei pali.

Profondità falda da piano di campagna      zw    m      1.5

#### STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Strato n.	Da [m]	A [m]	Unità	PARAMETRI DI RESISTENZA										
				VALORI MEDI					VALORI MINIMI					
				$\gamma_{med}$ [kPa]	$c_{u,med}$ [kPa]	$c'_{med}$ [kPa]	$\phi'_{med}$ [°]	NSPT	$\gamma_{min}$ [kPa]	$c_{u,min}$ [kPa]	$c'_{min}$ [kPa]	$\phi'_{min}$ [°]	NSPT	
1	0.00	1.50	Ra	18.5	60	12.5	22.0	.....	17.0	40.0			.....	
2	1.50	12.50	AL	18.0	55	30.0	24.0		18.0	30.0	20.0	23.0		
3	12.50	15.50	GS	18.0			35.0	30	18.0			34.0	20	
4	15.50	20.00	SL	18.0	45		31.0	30	18.0	30.0		30.0	20	
5	20.00	24.00	GS	18.0			35.0	47	18.0			34.0	25	
6	24.00	27.00	AR	18.0	40	6.0	26.0		18.0	25.0	4.0	24.0		
7	27.00	29.00	GS	18.0			35.0	30	18.0			34.0	20	
8	29.00	50.00	LSA	18.0	60	7.0	31.0		18.0	30.0	5.0	30.0		

Tabella 9.1 – Stratigrafie e parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni

### 9.2.3 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi del carico assiale di compressione e di trazione (sfilamento)

In allegato si riportano le curve Resistenza di progetto Rcd – Lunghezza del palo (Lp), che consentono il dimensionamento della lunghezza del micropalo in funzione dei carichi di progetto Fcd.

I valori di Fcd, Ftd e Fcd<sub>gr</sub> considerati nelle verifiche, sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

Le tabelle seguenti illustrano i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni agenti e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI			MICROPALI SOGGETTI A COMPRESSIONE					MICROPALI SOGGETTI A TRAZIONE		
			PARAMETRI MINIMI					MINIMI		
Stratigrafia	Allineamenti	Lp [m]	Rsd [kN]	Rbd [kN]	Rcd [kN]	Edc [kN]	c.u. %	Rtd [kN]	Edt [kN]	c.u. %
STR1	SPALLE	11.0	379	48	427	371	87%	348	-80	23%

Tabella 9.2 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione (sfilamento)

Come illustrato al paragrafo 9.1.2, nei casi in esame, si omettono i risultati delle verifiche di collasso per carico limite della palificata in quanto meno gravose delle verifiche relative al singolo micropalo.

#### 9.2.4 Verifiche SLU di collasso per carico limite del palo singolo nei riguardi del carico trasversale

In allegato si riporta il calcolo delle resistenze di progetto  $R_{tr,d}$ , relative ai micropali delle spalle, che tiene conto dell'affondamento della testa del palo da piano di campagna.

I valori di  $F_{tr,d}$  considerati nelle verifiche sono quelli illustrati nei capitoli relativi alle sottostrutture.

La tabella seguente illustra i risultati delle verifiche effettuate in termini di coefficienti di utilizzo, dati dal rapporto tra le azioni e le resistenze di calcolo; affinché le verifiche siano soddisfatte è necessario che il valore del coefficiente di utilizzo sia non maggiore di uno.

RIEPILOGO RISULTATI		MICROPALO SINGOLO				PALIFICATA						
Stratigrafia	Allineamenti	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	$\eta$ (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr
STR1	SPA	89	64	50	78%	89	64	8	80%	408	400	98%

Tabella 9.3 – Riepilogo risultati verifiche di collasso per carico limite del palo singolo e della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

## 10 DICHIARAZIONE ACCETTABILITÀ RISULTATI (PAR. 10.2 N.T.C. 2018)

### 10.1 Tipo di analisi svolte

Le analisi strutturali e le verifiche per il dimensionamento delle strutture sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico.

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato ricorrendo a modelli piani in cui gli elementi strutturali sono stati schematizzati come elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli esterni sono costituiti da semplici appoggi.

Le sollecitazioni sismiche sono calcolate attraverso analisi dinamica lineare.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui le opere saranno soggette.

### 10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

#### ANALISI STRUTTURALE

Nome del Software: SAP2000 14 Advanced

Produttore CSI Computer & Structures, Inc 1995 University Avenue Berkley, CA

Licenza concessa a VIA INGEGNERIA s.r.l. – Licenza N° S15307

### 10.3 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dai produttori del software contiene esaurienti descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati con l'individuazione dei campi d'impiego.

### 10.4 Modalità di presentazione dei risultati

Le relazioni di calcolo strutturale presentano i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. Le relazioni di calcolo illustrano in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### 10.5 Informazioni generali sull'elaborazione

Il codice di calcolo SAP2000 consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## 10.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, il Progettista delle Strutture asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## **11 ALLEGATO 1 – IMPALCATO – ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO INERZIALI IN FASE DI ANALISI**

LAVORO: PO02- IMPALCATO

Analisi della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni

inclinazione anme

deg 42.56 0.743 rad

Rck = 45 Mpa  
 n0 = 6.16  
 ninf = 15.55  
 nrit = 16.26

eps= 0.81 (c/t)max= 11.39

eps= 0.81 (c/t)max= 11.39

Sez	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.traverse impalcato	soletta	Plattabanda superiore								Anima		Plattabanda inferiore								Soletta in c.a. - larghezza collaborante										
					B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)	B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lcampata (m)	b1 (m)	b2 (m)	bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Brsup (m)
1	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
2	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
3	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
4	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
5	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
6	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
7	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
8	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
9	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
10	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
11	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
12	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250
13	2	3.100	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.261	<4	0.0120	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.00	0.100	2.800	ca	12.000	-0.050	1.350	1.400	0.140	0.060	0.250

Analisi della struttura - Caratteristiche geometriche inerziali

Sez	Armatura soletta in c.a.					Trave isolata						Trave composta - n=ninf.					Trave composta - n=nrit.					Trave composta - n=n0										
	Brinf (m)	A (mq)	yGc (m)	Ix (m4)	As1 (mq)	Hs1 (m)	As2 (mq)	Hs2 (m)	As (mq)	yGs (m)	Ixs (m4)	Ha (m)	Aa (mq)	yGa (m)	Ixa (m4)	Iya (m4)	Ja (m4)	Ai (mq)	yGi (m)	Ixi (m4)	Iyi (m4)	Ji (m4)	Ar (mq)	yGr (m)	Ixr (m4)	Iyr (m4)	Jr (m4)	A0 (mq)	yG0 (m)	Ix0 (m4)	Iy0 (m4)	J0 (m4)
1	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
2	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
3	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
4	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
5	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
6	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
7	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
8	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
9	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
10	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
11	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
12	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003
13	0.250	0.2110	0.123	0.00046397	0.00141	0.1400	0.0014	0.070	0.002814	0.105	3.44715E-06	0.490	0.0191	0.245	0.000841	0.000104	0.000003	0.035514	0.413	0.002049	0.048773	0.000003	0.034916	0.410	0.002024	0.04828	0.000003	0.056181	0.467	0.002637	0.065794	0.000003

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## **12 ALLEGATO 2 – IMPALCATO – ANALISI STATICA LOCALE – CARATTERISTICHE GEOMETRICO INERZIALI IN FASE DI VERIFICA**

LAVORO: PO02- IMPALCATO

Verifica della struttura - Caratteristiche geometrico-inerziali sezioni interamente reagenti

inclinazione anime

deg 42.56 0.743 rad

Rck = 45 Mpa  
 n0 = 6.16  
 ninf = 15.55  
 nrit = 16.26

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

eps= 0.814 (c/t)max= 11.39

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	n.campata	X campata (m)	n.travi impalcato	Larghezza soletta impalcato	Dis.trave-asse impalcato	soletta	Piattabanda superiore				Anima		Piattabanda inferiore				Int tr sx (m)	bconn (m)	Int tr dx (m)	tipo campata	Lsx (m)								
										B1 (m)	H1 (m)	B2 (m)	H2 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe	spw (m)	Hw (m)						B3 (m)	H3 (m)	B4 (m)	H4 (m)	Beq (m)	Htot (m)	c/t	Classe
1	1	0.000	0.000	1	0.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
2	1	1.000	1.000	1	1.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
3	2	0.000	1.000	1	1.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
4	2	1.000	2.000	1	2.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
5	3	0.000	2.000	1	2.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
6	3	1.000	3.000	1	3.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
7	4	0.000	3.000	1	3.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
8	4	1.000	4.000	1	4.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
9	5	0.000	4.000	1	4.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
10	5	1.000	5.000	1	5.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
11	6	0.000	5.000	1	5.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
12	6	1.000	6.000	1	6.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
13	7	0.000	6.000	1	6.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
14	7	1.000	7.000	1	7.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
15	8	0.000	7.000	1	7.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
16	8	1.000	8.000	1	8.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
17	9	0.000	8.000	1	8.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
18	9	1.000	9.000	1	9.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
19	10	0.000	9.000	1	9.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
20	10	1.000	10.000	1	10.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
21	11	0.000	10.000	1	10.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
22	11	1.000	11.000	1	11.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
23	12	0.000	11.000	1	11.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	
24	12	1.000	12.000	1	12.000	2	3.10	1.400	reagente	0.300	0.023	0.000	0.000	0.300	0.023	6.522	<4	0.012	0.444	0.000	0.000	0.300	0.023	0.300	0.023	6.261	<4	0.000	0.000	2.800	ca	





Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

### **13 ALLEGATO 3 – IMPALCATO – SOLLECITAZIONI PER VERIFICHE SLU**





Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## 14 ALLEGATO 4 – IMPALCATO – VERIFICHE SLU

LAVORO: PO02- IMPALCATO  
 Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità  
 γM1 1.10  
 η 1.20  
 pan 0  
 fcd MPa 19.83  
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Mmax

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA											CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff		WA_eff (m3)	
																																(m)	(m)		(m4)
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	53.4	49.0	-36.8	-41.2	-27.3	-34.7	-34.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	53.4	49.0	-36.8	-41.2	-27.3	-34.7	-34.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	84.4	90.8	-79.5	-87.4	-64.2	-79.8	-27.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	84.4	90.8	-79.5	-87.4	-64.2	-79.8	-27.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	113.8	118.0	-91.3	-100.9	-66.3	-84.1	-20.8	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	113.8	118.0	-91.3	-100.9	-66.3	-84.1	-20.8	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	134.9	137.6	-100.6	-111.4	-68.9	-88.4	-13.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	134.9	137.6	-100.6	-111.4	-68.9	-88.4	-13.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	147.6	149.4	-106.2	-117.7	-70.4	-91.0	-6.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	147.6	149.4	-106.2	-117.7	-70.4	-91.0	-6.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	151.8	153.3	-108.0	-119.8	-70.9	-91.9	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	151.8	153.3	-108.0	-119.8	-70.9	-91.9	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	147.6	149.4	-106.2	-117.7	-70.4	-91.0	6.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	147.6	149.4	-106.2	-117.7	-70.4	-91.0	6.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	134.9	137.6	-100.6	-111.4	-68.9	-88.4	13.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	134.9	137.6	-100.6	-111.4	-68.9	-88.4	13.9	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	113.8	118.0	-91.3	-100.9	-66.3	-84.1	20.8	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	113.8	118.0	-91.3	-100.9	-66.3	-84.1	20.8	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	84.4	90.8	-79.5	-87.4	-64.2	-79.8	27.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	84.4	90.8	-79.5	-87.4	-64.2	-79.8	27.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	53.4	49.0	-36.8	-41.2	-27.3	-34.7	34.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	53.4	49.0	-36.8	-41.2	-27.3	-34.7	34.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3					

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica										Ver. stabilità pannelli									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf		η1,sup		Mf,Rd (kNm)	MPl,Rd (kNm)	NPl,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	d'anima	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VED (kN)	η3	η1_s	η1_inter			
											grafico	grafico	Long	Isl (m4)																									
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00			
2							53.4	49.0	-36.8	-41.2	0.15	0.12	0.15	0.12	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00			
3							53.4	49.0	-36.8	-41.2	0.15	0.12	0.15	0.12	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00			
4							84.4	90.8	-79.5	-87.4	0.26	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12	0.00	0.00			
5							84.4	90.8	-79.5	-87.4	0.26	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12	0.00	0.00			
6							113.8	118.0	-91.3	-100.9	0.34	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09	0.00	0.00			
7							113.8	118.0	-91.3	-100.9	0.34	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09	0.00	0.00			
8							134.9	137.6	-100.6	-111.4	0.40	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06	0.00	0.00			
9							134.9	137.6	-100.6	-111.4	0.40	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06	0.00	0.00			
10							147.6	149.4	-106.2	-117.7	0.44	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03	0.00	0.00			
11							147.6	149.4	-106.2	-117.7	0.44	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03	0.00	0.00			
12							151.8	153.3	-108.0	-119.8	0.45	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00	0.00			
13							151.8	153.3	-108.0	-119.8	0.45	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00	0.00			
14							147.6	149.4	-106.2	-117.7	0.44	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03	0.00	0.00			
15							147.6	149.4	-106.2	-117.7	0.44	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03	0.00	0.00			
16							134.9	137.6	-100.6	-111.4	0.40	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06	0.00	0.00			
17							134.9	137.6	-100.6	-111.4	0.40	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06	0.00	0.00			
18							113.8	118.0	-91.3	-100.9	0.34	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09	0.00	0.00			
19							113.8	118.0	-91.3	-100.9	0.34	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09	0.00	0.00			
20							84.4	90.8	-79.5	-87.4	0.26	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12	0.00	0.00			
21							84.4	90.8	-79.5	-87.4	0.26	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12	0.00	0.00			
22							53.4	49.0	-36.8	-41.2	0.15	0.12	0.15	0.12	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00			
23							53.4	49.0	-36.8	-41.2	0.15	0.12	0.15	0.12	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00			
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00			

**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**  
 unità  
 γM1                    **1.10**  
 η                        **1.20**  
 pan                     **0**  
 fcd                    MPa    **19.83**  
 fya                    MPa    **450**

COMBINAZIONE **C1Mmin**

Sez	soletta										Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZI				
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)	
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.0	38.4	-30.6	-34.1	-17.6	-22.3	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.0	38.4	-30.6	-34.1	-17.6	-22.3	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	76.4	69.9	-55.6	-62.1	-31.9	-40.6	-21.5	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	76.4	69.9	-55.6	-62.1	-31.9	-40.6	-21.5	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	97.9	-92.3	-100.9	-63.3	-78.1	-16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	97.9	-92.3	-100.9	-63.3	-78.1	-16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	113.7	-101.8	-111.4	-65.3	-81.2	-10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	113.7	-101.8	-111.4	-65.3	-81.2	-10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	123.2	-107.4	-117.7	-66.4	-83.1	-5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	123.2	-107.4	-117.7	-66.4	-83.1	-5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	123.6	126.4	-109.3	-119.8	-66.8	-83.8	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	123.6	126.4	-109.3	-119.8	-66.8	-83.8	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	123.2	-107.4	-117.7	-66.4	-83.1	5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	123.2	-107.4	-117.7	-66.4	-83.1	5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	113.7	-101.8	-111.4	-65.3	-81.2	10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	113.7	-101.8	-111.4	-65.3	-81.2	10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	97.9	-92.3	-100.9	-63.3	-78.1	16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	97.9	-92.3	-100.9	-63.3	-78.1	16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	76.4	69.9	-55.6	-62.1	-31.9	-40.6	21.5	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	76.4	69.9	-55.6	-62.1	-31.9	-40.6	21.5	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.0	38.4	-30.6	-34.1	-17.6	-22.3	26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.0	38.4	-30.6	-34.1	-17.6	-22.3	26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3					
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3					

ONI EFFICACI				Analisi elastica														Analisi plastica																		
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	Ver. stabilità pannelli d'anima		Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter	
																								Long	Isl (m4)			lw	Xw							
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00
2							42.0	38.4	-30.6	-34.1	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
3							42.0	38.4	-30.6	-34.1	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
4							76.4	69.9	-55.6	-62.1	0.22	0.17	0.22	0.17	926.0	1671.6	7942	640.0	-1597.6	1604.0	0.00	0.22	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.58	0.00
5							76.4	69.9	-55.6	-62.1	0.22	0.17	0.22	0.17	926.0	1671.6	7942	640.0	-1597.6	1604.0	0.00	0.22	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.58	0.00
6							92.7	97.9	-92.3	-100.9	0.28	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00	0.00
7							92.7	97.9	-92.3	-100.9	0.28	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00	0.00
8							109.8	113.7	-101.8	-111.4	0.33	0.32	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00	0.00
9							109.8	113.7	-101.8	-111.4	0.33	0.32	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00	0.00
10							120.1	123.2	-107.4	-117.7	0.36	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00	0.00
11							120.1	123.2	-107.4	-117.7	0.36	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00	0.00
12							123.6	126.4	-109.3	-119.8	0.37	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00	0.00
13							123.6	126.4	-109.3	-119.8	0.37	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00	0.00
14							120.1	123.2	-107.4	-117.7	0.36	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00	0.00
15							120.1	123.2	-107.4	-117.7	0.36	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00	0.00
16							109.8	113.7	-101.8	-111.4	0.33	0.32	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00	0.00
17							109.8	113.7	-101.8	-111.4	0.33	0.32	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00	0.00
18							92.7	97.9	-92.3	-100.9	0.28	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00	0.00
19							92.7	97.9	-92.3	-100.9	0.28	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00	0.00
20							76.4	69.9	-55.6	-62.1	0.22	0.17	0.22	0.17	926.0	1671.6	7942	640.0	-1597.6	1604.0	0.00	0.22	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.58	0.00
21							76.4	69.9	-55.6	-62.1	0.22	0.17	0.22	0.17	926.0	1671.6	7942	640.0	-1597.6	1604.0	0.00	0.22	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.58	0.00
22							42.0	38.4	-30.6	-34.1	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
23							42.0	38.4	-30.6	-34.1	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00

**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var unità**  
 γM1 1.10  
 η 1.20  
 pan 0  
 fcd MPa 19.83  
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C1Vmax

Sez	soletta															TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI								
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff		WA_eff (m3)
																																(m)	(m)	
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.9	39.3	-31.1	-34.7	-18.4	-23.4	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.9	39.3	-31.1	-34.7	-18.4	-23.4	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	78.4	-80.0	-87.4	-62.3	-76.0	-21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	78.4	-80.0	-87.4	-62.3	-76.0	-21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	102.9	-92.1	-100.9	-64.0	-79.6	-15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	102.9	-92.1	-100.9	-64.0	-79.6	-15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	121.7	-101.4	-111.4	-66.5	-83.6	-9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	121.7	-101.4	-111.4	-66.5	-83.6	-9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	134.1	-106.9	-117.7	-68.1	-86.4	-3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	134.1	-106.9	-117.7	-68.1	-86.4	-3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	139.9	-108.7	-119.8	-68.9	-87.8	2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	139.9	-108.7	-119.8	-68.9	-87.8	2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	138.5	-106.7	-117.7	-68.7	-87.7	8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	138.5	-106.7	-117.7	-68.7	-87.7	8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	129.7	-101.0	-111.4	-67.7	-86.0	15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	129.7	-101.0	-111.4	-67.7	-86.0	15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	113.0	-91.6	-100.9	-65.5	-82.6	21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	113.0	-91.6	-100.9	-65.5	-82.6	21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	88.4	-79.6	-87.4	-63.8	-79.1	28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	88.4	-79.6	-87.4	-63.8	-79.1	28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	52.5	48.1	-36.2	-40.6	-26.5	-33.7	34.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	52.5	48.1	-36.2	-40.6	-26.5	-33.7	34.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3				

ONI EFFICACI				Analisi elastica														Analisi plastica														Ver. stabilità pannelli					
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPl,Rd (kNm)	NPl,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	d'anima	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter	
																								Long	Isl (m4)												
1				0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00		
2				42.9	39.3	-31.1	-34.7	0.12	0.10	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00		
3				42.9	39.3	-31.1	-34.7	0.12	0.10	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00		
4				71.3	78.4	-80.0	-87.4	0.22	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09	0.00	0.00		
5				71.3	78.4	-80.0	-87.4	0.22	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09	0.00	0.00		
6				98.0	102.9	-92.1	-100.9	0.30	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07	0.00	0.00		
7				98.0	102.9	-92.1	-100.9	0.30	0.29	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07	0.00	0.00		
8				118.2	121.7	-101.4	-111.4	0.35	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04	0.00	0.00		
9				118.2	121.7	-101.4	-111.4	0.35	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04	0.00	0.00		
10				131.6	134.1	-106.9	-117.7	0.39	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02	0.00	0.00		
11				131.6	134.1	-106.9	-117.7	0.39	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02	0.00	0.00		
12				137.7	139.9	-108.7	-119.8	0.41	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01	0.00	0.00		
13				137.7	139.9	-108.7	-119.8	0.41	0.34	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01	0.00	0.00		
14				136.1	138.5	-106.7	-117.7	0.41	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04	0.00	0.00		
15				136.1	138.5	-106.7	-117.7	0.41	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04	0.00	0.00		
16				126.6	129.7	-101.0	-111.4	0.38	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07	0.00	0.00		
17				126.6	129.7	-101.0	-111.4	0.38	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07	0.00	0.00		
18				108.6	113.0	-91.6	-100.9	0.33	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00	0.00		
19				108.6	113.0	-91.6	-100.9	0.33	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00	0.00		
20				81.8	88.4	-79.6	-87.4	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13	0.00	0.00		
21				81.8	88.4	-79.6	-87.4	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13	0.00	0.00		
22				52.5	48.1	-36.2	-40.6	0.15	0.11	0.15	0.11	0.15	0.11	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00		
23				52.5	48.1	-36.2	-40.6	0.15	0.11	0.15	0.11	0.15	0.11	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00		
24				0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	222	0.19	0.58	0.00		



**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

**Dati**  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

**Var**      **unità**  
 γM1            1.10  
 η                1.20  
 pan             0  
 fcd            MPa 19.83  
 fya            MPa 450

COMBINAZIONE      **C1Vmin**

Sez	soletta		Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI											
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-41.7	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	52.5	48.1	-36.2	-40.6	-26.5	-33.7	-34.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	52.5	48.1	-36.2	-40.6	-26.5	-33.7	-34.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	88.4	-79.6	-87.4	-63.8	-79.1	-28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	88.4	-79.6	-87.4	-63.8	-79.1	-28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	113.0	-91.6	-100.9	-65.5	-82.6	-21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	113.0	-91.6	-100.9	-65.5	-82.6	-21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	129.7	-101.0	-111.4	-67.7	-86.0	-15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	129.7	-101.0	-111.4	-67.7	-86.0	-15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	138.5	-106.7	-117.7	-68.7	-87.7	-8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	138.5	-106.7	-117.7	-68.7	-87.7	-8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	139.9	-108.7	-119.8	-68.9	-87.8	-2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	139.9	-108.7	-119.8	-68.9	-87.8	-2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	134.1	-106.9	-117.7	-68.1	-86.4	3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	134.1	-106.9	-117.7	-68.1	-86.4	3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	121.7	-101.4	-111.4	-66.5	-83.6	9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	121.7	-101.4	-111.4	-66.5	-83.6	9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	102.9	-92.1	-100.9	-64.0	-79.6	15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	102.9	-92.1	-100.9	-64.0	-79.6	15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	78.4	-80.0	-87.4	-62.3	-76.0	21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	78.4	-80.0	-87.4	-62.3	-76.0	21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.9	39.3	-31.1	-34.7	-18.4	-23.4	26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	42.9	39.3	-31.1	-34.7	-18.4	-23.4	26.8	355.0	355.0	355.0	0.427	3				
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	fessurata	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	32.2	355.0	355.0	355.0	0.427	3				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																		Analisi plastica														
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.			(hw/t) max	Ver. stabilità pannelli d'anima			Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter
																								Long	Isl (m4)	κτ		lw	Xw							
1							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	222	0.19	0.58	0.00
2							52.5	48.1	-36.2	-40.6	0.15	0.11	0.15	0.11	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00
3							52.5	48.1	-36.2	-40.6	0.15	0.11	0.15	0.11	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.15	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.58	0.00
4							81.8	88.4	-79.6	-87.4	0.25	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13		0.00
5							81.8	88.4	-79.6	-87.4	0.25	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13		0.00
6							108.6	113.0	-91.6	-100.9	0.33	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10		0.00
7							108.6	113.0	-91.6	-100.9	0.33	0.28	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10		0.00
8							126.6	129.7	-101.0	-111.4	0.38	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07		0.00
9							126.6	129.7	-101.0	-111.4	0.38	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07		0.00
10							136.1	138.5	-106.7	-117.7	0.41	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04		0.00
11							136.1	138.5	-106.7	-117.7	0.41	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04		0.00
12							137.7	139.9	-108.7	-119.8	0.41	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01		0.00
13							137.7	139.9	-108.7	-119.8	0.41	0.34	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01		0.00
14							131.6	134.1	-106.9	-117.7	0.39	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02		0.00
15							131.6	134.1	-106.9	-117.7	0.39	0.33	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02		0.00
16							118.2	121.7	-101.4	-111.4	0.35	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04		0.00
17							118.2	121.7	-101.4	-111.4	0.35	0.31	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04		0.00
18							98.0	102.9	-92.1	-100.9	0.30	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07		0.00
19							98.0	102.9	-92.1	-100.9	0.30	0.29	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07		0.00
20							71.3	78.4	-80.0	-87.4	0.22	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09		0.00
21							71.3	78.4	-80.0	-87.4	0.22	0.25	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09		0.00
22							42.9	39.3	-31.1	-34.7	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
23							42.9	39.3	-31.1	-34.7	0.12	0.10	0.12	0.10	928.3	1671.6	7942	472.3	-1586.9	1604.9	0.00	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.58	0.00
24							0.0	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	930.6	1671.6	7942	267.6	-1576.3	1605.8	0.00	0.00	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.58	0.00

LAVORO: PO02- IMPALCATO
Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità
coefficiente eta
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)
Resistenza di progetto soletta
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Table with 2 columns: Var, unità. Values include gamma\_M1 (1.10), eta (1.20), pan (0), fcd (MPa, 19.83), fya (MPa, 450).

COMBINAZIONE C2Mmax

Main data table with columns: Sez, FRAME, LOC (m), Progr (m), Bcoll (m), Hc (m), Hcr (m), Bcr (m), Assup (m2), yGs sup (m), Asinf (m2), yGs inf (m), Beq (m), tf (m), hw (m), tw (m), Beq (m), tf (m), Status soletta, sigma\_A (Mpa), sigma\_B (Mpa), sigma\_C (Mpa), sigma\_D (Mpa), sigma\_As\_inf (Mpa), sigma\_As\_sup (Mpa), tau (Mpa), fyfs (Mpa), fyw (Mpa), fyfi (Mpa), PNA (m), Classe, Aeff (m2), yGa\_eff (m), Ixa\_eff (m4), WA\_eff (m3), WB\_eff (m3). Rows 1-24.

Cl			Analisi elastica																Analisi plastica										Ver. stabilità pannelli d'anima									
Sez	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr. Long	Isl (m4)	κτ	(hw/t) max	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VED (kN)	η3	η1_s	η1_inter				
						C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)		η1,sup		Mf,Rd (kNm)	MPl,Rd (kNm)	NPl,Rd (kN)																							
1						0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14		0.00			
2						46.4	40.2	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00			
3						46.4	40.2	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00			
4						84.4	75.5	-26.6	-31.0	0.24	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12		0.00			
5						84.4	75.5	-26.6	-31.0	0.24	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12		0.00			
6						113.8	102.9	-39.5	-45.6	0.32	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09		0.00			
7						113.8	102.9	-39.5	-45.6	0.32	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09		0.00			
8						134.9	122.5	-48.8	-56.1	0.38	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06		0.00			
9						134.9	122.5	-48.8	-56.1	0.38	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06		0.00			
10						147.6	134.3	-54.4	-62.5	0.42	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03		0.00			
11						147.6	134.3	-54.4	-62.5	0.42	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03		0.00			
12						151.8	138.2	-56.2	-64.6	0.43	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00		0.00			
13						151.8	138.2	-56.2	-64.6	0.43	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00		0.00			
14						147.6	134.3	-54.4	-62.5	0.42	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03		0.00			
15						147.6	134.3	-54.4	-62.5	0.42	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	37	0.03		0.00			
16						134.9	122.5	-48.8	-56.1	0.38	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06		0.00			
17						134.9	122.5	-48.8	-56.1	0.38	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	74	0.06		0.00			
18						113.8	102.9	-39.5	-45.6	0.32	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09		0.00			
19						113.8	102.9	-39.5	-45.6	0.32	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	111	0.09		0.00			
20						84.4	75.5	-26.6	-31.0	0.24	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12		0.00			
21						84.4	75.5	-26.6	-31.0	0.24	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	148	0.12		0.00			
22						46.4	40.2	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00			
23						46.4	40.2	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00			
24						0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14		0.00			

LAVORO: PO02- IMPALCATO  
Verifica di resistenza sezioni in Classe 4

Dati  
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
coefficiente eta  
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
Resistenza di progetto soletta  
Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità  
γM1 1.10  
η 1.20  
pan 0  
fcd MPa 19.83  
fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Mmin

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	soletta				Armature soletta				piattabanda superiore	anima	piattabanda inferiore	TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI			
								Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)				Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)				PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	-32.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	37.8	32.0	-10.3	-12.0	10.5	11.6	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	37.8	32.0	-10.3	-12.0	10.5	11.6	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	68.7	60.6	-27.3	-31.0	8.2	8.4	-21.5	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	68.7	60.6	-27.3	-31.0	8.2	8.4	-21.5	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	82.7	-40.5	-45.6	6.4	6.0	-16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	82.7	-40.5	-45.6	6.4	6.0	-16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	98.6	-50.0	-56.1	5.1	-4.9	-10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	98.6	-50.0	-56.1	5.1	-4.9	-10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	108.1	-55.7	-62.4	4.3	-6.8	-5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	108.1	-55.7	-62.4	4.3	-6.8	-5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	123.6	111.3	-57.5	-64.5	4.1	-7.4	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	123.6	111.3	-57.5	-64.5	4.1	-7.4	0.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	108.1	-55.7	-62.4	4.3	-6.8	5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	120.1	108.1	-55.7	-62.4	4.3	-6.8	5.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	98.6	-50.0	-56.1	5.1	-4.9	10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	109.8	98.6	-50.0	-56.1	5.1	-4.9	10.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	82.7	-40.5	-45.6	6.4	6.0	16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	92.7	82.7	-40.5	-45.6	6.4	6.0	16.1	355.0	355.0	355.0	0.487	1					
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	68.7	60.6	-27.3	-31.0	8.2	8.4	21.5	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	68.7	60.6	-27.3	-31.0	8.2	8.4	21.5	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	37.8	32.0	-10.3	-12.0	10.5	11.6	26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	37.8	32.0	-10.3	-12.0	10.5	11.6	26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1					
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	32.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1					

ONI EFFICACI				Analisi elastica														Analisi plastica														Ver. stabilità pannelli									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		κτ	(hw/t) max	d'anima	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter					
																								Long	Isl (m4)																
1							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.00						
2							37.8	32.0	-10.3	-12.0	0.10	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00						
3							37.8	32.0	-10.3	-12.0	0.10	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00						
4							68.7	60.6	-27.3	-31.0	0.19	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00						
5							68.7	60.6	-27.3	-31.0	0.19	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00						
6							92.7	82.7	-40.5	-45.6	0.26	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00						
7							92.7	82.7	-40.5	-45.6	0.26	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00						
8							109.8	98.6	-50.0	-56.1	0.31	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00						
9							109.8	98.6	-50.0	-56.1	0.31	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00						
10							120.1	108.1	-55.7	-62.4	0.34	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00						
11							120.1	108.1	-55.7	-62.4	0.34	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00						
12							123.6	111.3	-57.5	-64.5	0.35	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00						
13							123.6	111.3	-57.5	-64.5	0.35	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	0	0.00	0.00						
14							120.1	108.1	-55.7	-62.4	0.34	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00						
15							120.1	108.1	-55.7	-62.4	0.34	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	29	0.02	0.00						
16							109.8	98.6	-50.0	-56.1	0.31	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00						
17							109.8	98.6	-50.0	-56.1	0.31	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	57	0.05	0.00						
18							92.7	82.7	-40.5	-45.6	0.26	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00						
19							92.7	82.7	-40.5	-45.6	0.26	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	86	0.07	0.00						
20							68.7	60.6	-27.3	-31.0	0.19	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00						
21							68.7	60.6	-27.3	-31.0	0.19	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00						
22							37.8	32.0	-10.3	-12.0	0.10	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00						
23							37.8	32.0	-10.3	-12.0	0.10	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00						
24							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.00						

**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Dati	Var	unità	
coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$		1.10
coefficiente eta	$\eta$		1.20
pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)	pan		0
Resistenza di progetto soletta	fcd	MPa	19.83
Tensione di snervamento acciaio armature soletta	fya	MPa	450

COMBINAZIONE C2Vmax

Sez	soletta	Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI												
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m <sup>2</sup> )	yGs sup (m)	Asinf (m <sup>2</sup> )	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	$\sigma_A$ (Mpa)	$\sigma_B$ (Mpa)	$\sigma_C$ (Mpa)	$\sigma_D$ (Mpa)	$\sigma_{As\_inf}$ (Mpa)	$\sigma_{As\_sup}$ (Mpa)	$\tau$ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m <sup>2</sup> )	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m <sup>4</sup> )	WA_eff (m <sup>3</sup> )
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	-32.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	38.5	32.7	-10.2	-12.0	10.4	11.4	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	38.5	32.7	-10.2	-12.0	10.4	11.4	-26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	63.1	-27.2	-31.0	7.8	7.6	-21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	63.1	-27.2	-31.0	7.8	7.6	-21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	87.8	-40.3	-45.6	5.6	4.5	-15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	87.8	-40.3	-45.6	5.6	4.5	-15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	106.6	-49.6	-56.1	3.9	-7.3	-9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	106.6	-49.6	-56.1	3.9	-7.3	-9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	119.0	-55.1	-62.4	2.7	-10.1	-3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	119.0	-55.1	-62.4	2.7	-10.1	-3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	124.7	-56.9	-64.6	-3.1	-11.5	2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	124.7	-56.9	-64.6	-3.1	-11.5	2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	123.4	-54.9	-62.5	-2.9	-11.4	8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	123.4	-54.9	-62.5	-2.9	-11.4	8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	114.5	-49.2	-56.1	2.7	-9.7	15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	114.5	-49.2	-56.1	2.7	-9.7	15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	97.9	-39.8	-45.6	4.1	-6.3	21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	97.9	-39.8	-45.6	4.1	-6.3	21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	73.0	-26.8	-31.0	6.2	4.6	28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	73.0	-26.8	-31.0	6.2	4.6	28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	45.7	39.6	-9.9	-12.0	9.4	9.3	34.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	45.7	39.6	-9.9	-12.0	9.4	9.3	34.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	41.7	355.0	355.0	355.0	0.486	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																Analisi plastica																Ver. stabilità pannelli											
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA' C1Mmax (Mpa)	σB' C1Mmax (Mpa)	σC' C1Mmax (Mpa)	σD' C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	η1,inf grafico	η1,sup grafico	Mf,Rd (kNm)	MPI,Rd (kNm)	NPI,Rd (kN)	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.			(hw/t) max	d'anima	lw	Xw	Vbw,Rd (kN)	Vb,Rd (kN)	VEd (kN)	η3	η1_s	η1_inter											
																								Long	Isl (m4)	κτ																					
1							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14	0.00												
2							38.5	32.7	-10.2	-12.0	0.11	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00												
3							38.5	32.7	-10.2	-12.0	0.11	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12	0.00												
4							71.3	63.1	-27.2	-31.0	0.20	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09	0.00												
5							71.3	63.1	-27.2	-31.0	0.20	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09	0.00												
6							98.0	87.8	-40.3	-45.6	0.27	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07	0.00												
7							98.0	87.8	-40.3	-45.6	0.27	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07	0.00												
8							118.2	106.6	-49.6	-56.1	0.33	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04	0.00												
9							118.2	106.6	-49.6	-56.1	0.33	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04	0.00												
10							131.6	119.0	-55.1	-62.4	0.37	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02	0.00												
11							131.6	119.0	-55.1	-62.4	0.37	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02	0.00												
12							137.7	124.7	-56.9	-64.6	0.39	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01	0.00												
13							137.7	124.7	-56.9	-64.6	0.39	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01	0.00												
14							136.1	123.4	-54.9	-62.5	0.38	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04	0.00												
15							136.1	123.4	-54.9	-62.5	0.38	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04	0.00												
16							126.6	114.5	-49.2	-56.1	0.36	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07	0.00												
17							126.6	114.5	-49.2	-56.1	0.36	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07	0.00												
18							108.6	97.9	-39.8	-45.6	0.31	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00												
19							108.6	97.9	-39.8	-45.6	0.31	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10	0.00												
20							81.8	73.0	-26.8	-31.0	0.23	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13	0.00												
21							81.8	73.0	-26.8	-31.0	0.23	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13	0.00												
22							45.7	39.6	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.00												
23							45.7	39.6	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16	0.00												
24							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	222	0.19	0.00												



**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Dati  
 coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità  
 coefficiente eta  
 pannelli irrigiditi (0) - non irrigiditi (1)  
 Resistenza di progetto soletta  
 Tensione di snervamento acciaio armature soletta

Var unità  
 γM1 1.10  
 η 1.20  
 pan 0  
 fcd MPa 19.83  
 fya MPa 450

COMBINAZIONE C2Vmin

Sez	soletta	Armature soletta				piattabanda superiore		anima		piattabanda inferiore		TENSIONI AGENTI SU SEZIONE LORDA										CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI												
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	Bcoll (m)	Hc (m)	Hcr (m)	Bcr (m)	Assup (m2)	yGs sup (m)	Asinf (m2)	yGs inf (m)	Beq (m)	tf (m)	hw (m)	tw (m)	Beq (m)	tf (m)	Status soletta	σA (Mpa)	σB (Mpa)	σC (Mpa)	σD (Mpa)	σAs_inf (Mpa)	σAs_sup (Mpa)	τ (Mpa)	fyfs (Mpa)	fyw (Mpa)	fyfi (Mpa)	PNA (m)	Classe	Aeff (m2)	yGa_eff (m)	Ixa_eff (m4)	WA_eff (m3)
1	1	0.000	0.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	-41.7	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
2	1	1.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	45.7	39.6	-9.9	-12.0	9.4	9.3	-34.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
3	2	0.000	1.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	45.7	39.6	-9.9	-12.0	9.4	9.3	-34.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
4	2	1.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	73.0	-26.8	-31.0	6.2	4.6	-28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
5	3	0.000	2.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	81.8	73.0	-26.8	-31.0	6.2	4.6	-28.1	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
6	3	1.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	97.9	-39.8	-45.6	4.1	-6.3	-21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
7	4	0.000	3.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	108.6	97.9	-39.8	-45.6	4.1	-6.3	-21.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
8	4	1.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	114.5	-49.2	-56.1	2.7	-9.7	-15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
9	5	0.000	4.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	126.6	114.5	-49.2	-56.1	2.7	-9.7	-15.0	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
10	5	1.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	123.4	-54.9	-62.5	-2.9	-11.4	-8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
11	6	0.000	5.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	136.1	123.4	-54.9	-62.5	-2.9	-11.4	-8.6	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
12	6	1.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	124.7	-56.9	-64.6	-3.1	-11.5	-2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
13	7	0.000	6.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	137.7	124.7	-56.9	-64.6	-3.1	-11.5	-2.4	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
14	7	1.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	119.0	-55.1	-62.4	2.7	-10.1	3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
15	8	0.000	7.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	131.6	119.0	-55.1	-62.4	2.7	-10.1	3.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
16	8	1.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	106.6	-49.6	-56.1	3.9	-7.3	9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
17	9	0.000	8.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	118.2	106.6	-49.6	-56.1	3.9	-7.3	9.7	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
18	9	1.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	87.8	-40.3	-45.6	5.6	4.5	15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
19	10	0.000	9.000	1.400	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	98.0	87.8	-40.3	-45.6	5.6	4.5	15.5	355.0	355.0	355.0	0.487	1				
20	10	1.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	63.1	-27.2	-31.0	7.8	7.6	21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
21	11	0.000	10.000	1.390	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	71.3	63.1	-27.2	-31.0	7.8	7.6	21.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
22	11	1.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	38.5	32.7	-10.2	-12.0	10.4	11.4	26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
23	12	0.000	11.000	1.380	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	38.5	32.7	-10.2	-12.0	10.4	11.4	26.8	355.0	355.0	355.0	0.486	1				
24	12	1.000	12.000	1.370	0.140	0.060	0.250	0.002	0.140	0.002	0.070	0.300	0.023	0.444	0.012	0.300	0.023	reagente	0.0	-2.9	10.6	11.3	13.5	15.6	32.2	355.0	355.0	355.0	0.486	1				

ONI EFFICACI				Analisi elastica																		Analisi plastica												Ver. stabilità pannelli									
Sez	WB_eff (m3)	WC_eff (m3)	WD_eff (m3)	MEd (kNm)	NEd (kN)	eN (m)	σA'	σB'	σC'	σD'	η1		η1,inf	η1,sup	Mf,Rd	MPl,Rd	NPl,Rd	MEd (kN)	Ned (kN)	MN,Rd	η1,plast	η1	a (m)	n.irr.		(hw/t)		Vbw,Rd		Vb,Rd		VED (kN)	η3	η1_s	η1_inter								
							C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	C1Mmax (Mpa)	η1,inf	η1,sup	grafico	grafico	(kNm)	(kNm)	(kN)						Long	Isl (m4)	κτ	max	d'anima	lw	Xw	(kN)	(kN)												
1							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	222	0.19		0.00							
2							45.7	39.6	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00							
3							45.7	39.6	-9.9	-12.0	0.13	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	185	0.16		0.00							
4							81.8	73.0	-26.8	-31.0	0.23	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13		0.00							
5							81.8	73.0	-26.8	-31.0	0.23	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	150	0.13		0.00							
6							108.6	97.9	-39.8	-45.6	0.31	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10		0.00							
7							108.6	97.9	-39.8	-45.6	0.31	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	114	0.10		0.00							
8							126.6	114.5	-49.2	-56.1	0.36	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07		0.00							
9							126.6	114.5	-49.2	-56.1	0.36	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	80	0.07		0.00							
10							136.1	123.4	-54.9	-62.5	0.38	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04		0.00							
11							136.1	123.4	-54.9	-62.5	0.38	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	46	0.04		0.00							
12							137.7	124.7	-56.9	-64.6	0.39	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01		0.00							
13							137.7	124.7	-56.9	-64.6	0.39	0.18	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	933.6	-1608.2	2240.2	0.42	0.42	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	13	0.01		0.00							
14							131.6	119.0	-55.1	-62.4	0.37	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02		0.00							
15							131.6	119.0	-55.1	-62.4	0.37	0.17	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	915.0	-1608.2	2240.2	0.41	0.41	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	20	0.02		0.00							
16							118.2	106.6	-49.6	-56.1	0.33	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04		0.00							
17							118.2	106.6	-49.6	-56.1	0.33	0.16	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	859.5	-1608.2	2240.2	0.38	0.38	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	52	0.04		0.00							
18							98.0	87.8	-40.3	-45.6	0.27	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07		0.00							
19							98.0	87.8	-40.3	-45.6	0.27	0.13	0.00	0.00	1462.6	2278.6	12373	766.9	-1608.2	2240.2	0.34	0.34	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	83	0.07		0.00							
20							71.3	63.1	-27.2	-31.0	0.20	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09		0.00							
21							71.3	63.1	-27.2	-31.0	0.20	0.09	0.00	0.00	1452.6	2248.3	12099	640.0	-1597.6	2209.1	0.29	0.29	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	113	0.09		0.00							
22							38.5	32.7	-10.2	-12.0	0.11	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12		0.00							
23							38.5	32.7	-10.2	-12.0	0.11	0.03	0.00	0.00	1452.7	2244.6	12072	472.3	-1586.9	2205.8	0.21	0.21	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	143	0.12		0.00							
24							0.0	-2.9	10.6	11.3	0.00	0.03	0.00	0.00	1452.7	2240.8	12044	267.6	-1576.3	2202.5	0.12	0.12	4.000	0	0	5.389	48.8	NO	0.52	1.200	1191	1191	172	0.14		0.00							

**LAVORO: PO02- IMPALCATO****Verifica di resistenza sezioni in Classe 4**

Sez	INVILUPPI										
	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	$\eta_{1,inf}$	$\eta_{1,sup}$	$\eta_{1,inf}$ grafico	$\eta_{1,sup}$ grafico	$\eta_{1,plast}$	$\eta_1$	$\eta_3$	$\eta_{1\_inter}$
1	1	0.000	0.000	0.00	0.03	0.00	0.00	0.12	<b>0.12</b>	<b>0.19</b>	<b>0.00</b>
2	1	1.000	1.000	0.15	0.12	0.15	0.12	0.21	<b>0.21</b>	<b>0.16</b>	<b>0.00</b>
3	2	0.000	1.000	0.15	0.12	0.15	0.12	0.21	<b>0.21</b>	<b>0.16</b>	<b>0.00</b>
4	2	1.000	2.000	0.26	0.25	0.22	0.17	0.29	<b>0.29</b>	<b>0.13</b>	<b>0.00</b>
5	3	0.000	2.000	0.26	0.25	0.22	0.17	0.29	<b>0.29</b>	<b>0.13</b>	<b>0.00</b>
6	3	1.000	3.000	0.34	0.29	0.00	0.00	0.34	<b>0.34</b>	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>
7	4	0.000	3.000	0.34	0.29	0.00	0.00	0.34	<b>0.34</b>	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>
8	4	1.000	4.000	0.40	0.32	0.00	0.00	0.38	<b>0.38</b>	<b>0.07</b>	<b>0.00</b>
9	5	0.000	4.000	0.40	0.32	0.00	0.00	0.38	<b>0.38</b>	<b>0.07</b>	<b>0.00</b>
10	5	1.000	5.000	0.44	0.33	0.00	0.00	0.41	<b>0.41</b>	<b>0.04</b>	<b>0.00</b>
11	6	0.000	5.000	0.44	0.33	0.00	0.00	0.41	<b>0.41</b>	<b>0.04</b>	<b>0.00</b>
12	6	1.000	6.000	0.45	0.34	0.00	0.00	0.42	<b>0.42</b>	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>
13	7	0.000	6.000	0.45	0.34	0.00	0.00	0.42	<b>0.42</b>	<b>0.01</b>	<b>0.00</b>
14	7	1.000	7.000	0.44	0.33	0.00	0.00	0.41	<b>0.41</b>	<b>0.04</b>	<b>0.00</b>
15	8	0.000	7.000	0.44	0.33	0.00	0.00	0.41	<b>0.41</b>	<b>0.04</b>	<b>0.00</b>
16	8	1.000	8.000	0.40	0.32	0.00	0.00	0.38	<b>0.38</b>	<b>0.07</b>	<b>0.00</b>
17	9	0.000	8.000	0.40	0.32	0.00	0.00	0.38	<b>0.38</b>	<b>0.07</b>	<b>0.00</b>
18	9	1.000	9.000	0.34	0.29	0.00	0.00	0.34	<b>0.34</b>	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>
19	10	0.000	9.000	0.34	0.29	0.00	0.00	0.34	<b>0.34</b>	<b>0.10</b>	<b>0.00</b>
20	10	1.000	10.000	0.26	0.25	0.22	0.17	0.29	<b>0.29</b>	<b>0.13</b>	<b>0.00</b>
21	11	0.000	10.000	0.26	0.25	0.22	0.17	0.29	<b>0.29</b>	<b>0.13</b>	<b>0.00</b>
22	11	1.000	11.000	0.15	0.12	0.15	0.12	0.21	<b>0.21</b>	<b>0.16</b>	<b>0.00</b>
23	12	0.000	11.000	0.15	0.12	0.15	0.12	0.21	<b>0.21</b>	<b>0.16</b>	<b>0.00</b>
24	12	1.000	12.000	0.00	0.03	0.00	0.00	0.12	<b>0.12</b>	<b>0.19</b>	<b>0.00</b>

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## **15 ALLEGATO 5 – IMPALCATO – VERIFICA DELLE SALDATURE LONGITUDNALI**

**LAVORO: PO02- IMPALCATO**  
**Verifica delle saldature longitudinali**

<b>Verifica saldature longitudinali</b>	<b>Var</b>	<b>unità</b>	
resistenza a snervamento dell'acciaio delle anime	fy	Mpa	355
Coefficiente beta 1	β1		0.70
Coefficiente beta 2	β2		0.85
Calcolo delle azioni per effetti locali			
peso proprio soletta	Qc1	kN/ml	7.8
permanenti portati	Qc2	kN/ml	7.4
Carico accidentale fattorizzato per verifiche SLU	Qik	kN	150
larghezza di diffusione in dir. longitudinale	Ld	m	1.24
Carico accidentale distribuito	Qik		121.0
Fattore parziale per verifiche SLU	γc		1.35
Carico complessivo fattorizzato	Qtot		183.7
Classe di resistenza a fatica per saldature longitudinali	Δtc	Mpa	66.3
Coefficiente di resistenza parziale	γMf		1.35
resistenza di calcolo a fatica	Δtc/γMf	Mpa	22.4

Sez	FRAME	LOC (m)	Progr (m)	X lato (m)	a gola (m)	Vde (kN)	VERIFICHE SLU							
							fibra B			fibra C				
							Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	Ver SLU	Sx/lx (m-1)	τ par (Mpa)	σper (Mpa)	sid (Mpa)	Ver SLU
1	1	0.000	0.000	0.008	0.006	222.2	1.91679	37.64	OK!	1.91679	37.64	16.24	41.0	OK!
2	1	1.000	1.000	0.008	0.006	185.5	1.91679	31.43	OK!	1.91679	31.43	16.24	35.4	OK!
3	2	0.000	1.000	0.008	0.006	185.5	1.91679	31.43	OK!	1.91679	31.43	16.24	35.4	OK!
4	2	1.000	2.000	0.008	0.006	149.5	1.91679	25.33	OK!	1.91679	25.33	16.24	30.1	OK!
5	3	0.000	2.000	0.008	0.006	149.5	1.91679	25.33	OK!	1.91679	25.33	16.24	30.1	OK!
6	3	1.000	3.000	0.008	0.006	114.2	1.91679	19.35	OK!	1.91679	19.35	16.24	25.3	OK!
7	4	0.000	3.000	0.008	0.006	114.2	1.91679	19.35	OK!	1.91679	19.35	16.24	25.3	OK!
8	4	1.000	4.000	0.008	0.006	79.7	1.91679	13.50	OK!	1.91679	13.50	16.24	21.1	OK!
9	5	0.000	4.000	0.008	0.006	79.7	1.91679	13.50	OK!	1.91679	13.50	16.24	21.1	OK!
10	5	1.000	5.000	0.008	0.006	45.8	1.91679	7.76	OK!	1.91679	7.76	16.24	18.0	OK!
11	6	0.000	5.000	0.008	0.006	45.8	1.91679	7.76	OK!	1.91679	7.76	16.24	18.0	OK!
12	6	1.000	6.000	0.008	0.006	12.7	1.91679	2.14	OK!	1.91679	2.14	16.24	16.4	OK!
13	7	0.000	6.000	0.008	0.006	12.7	1.91679	2.14	OK!	1.91679	2.14	16.24	16.4	OK!
14	7	1.000	7.000	0.008	0.006	45.8	1.91679	7.76	OK!	1.91679	7.76	16.24	18.0	OK!
15	8	0.000	7.000	0.008	0.006	45.8	1.91679	7.76	OK!	1.91679	7.76	16.24	18.0	OK!
16	8	1.000	8.000	0.008	0.006	79.7	1.91679	13.50	OK!	1.91679	13.50	16.24	21.1	OK!
17	9	0.000	8.000	0.008	0.006	79.7	1.91679	13.50	OK!	1.91679	13.50	16.24	21.1	OK!
18	9	1.000	9.000	0.008	0.006	114.2	1.91679	19.35	OK!	1.91679	19.35	16.24	25.3	OK!
19	10	0.000	9.000	0.008	0.006	114.2	1.91679	19.35	OK!	1.91679	19.35	16.24	25.3	OK!
20	10	1.000	10.000	0.008	0.006	149.5	1.91679	25.33	OK!	1.91679	25.33	16.24	30.1	OK!
21	11	0.000	10.000	0.008	0.006	149.5	1.91679	25.33	OK!	1.91679	25.33	16.24	30.1	OK!
22	11	1.000	11.000	0.008	0.006	185.5	1.91679	31.43	OK!	1.91679	31.43	16.24	35.4	OK!
23	12	0.000	11.000	0.008	0.006	185.5	1.91679	31.43	OK!	1.91679	31.43	16.24	35.4	OK!
24	12	1.000	12.000	0.008	0.006	222.2	1.91679	37.64	OK!	1.91679	37.64	16.24	41.0	OK!

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## 16 ALLEGATO 6 – VERIFICA DELLE CONNESSIONI A PIOLI



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

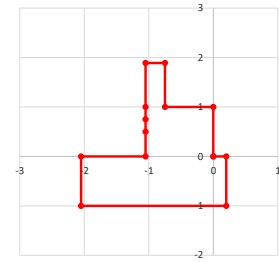
## 17 ALLEGATO 7 – SOTTOSTRUTTURE – SPALLA SPA



**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A****Dati e risoluzione della palificata****Caratteristiche geometriche elevazione**

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Paraghiaia - 1	0.30	0.30	3.25	0.89	-0.95	0.00	1.50
Muro frontale - 2	1.05	1.05	3.25	0.25	0.00	0.00	1.25
Muro frontale - 3	1.05	1.05	3.25	0.25	0.00	0.00	1.00
Muro frontale - 4	1.05	1.05	3.25	1.00	0.00	0.00	0.00
Muro risolto posteriore sx - 1	1.00	1.00	0.30	0.56	-1.25	-1.48	1.50
Muro risolto posteriore sx - 2	1.00	1.00	0.30	0.25	-1.05	-1.48	1.25
Muro risolto posteriore sx - 3	1.00	1.00	0.30	0.25	-1.05	-1.48	1.00
Muro risolto posteriore sx - 4	1.00	1.00	0.30	1.00	-1.05	-1.48	0.00
Muro risolto posteriore dx - 1	1.00	1.00	0.00	1.05	-1.25	1.63	1.50
Muro risolto posteriore dx - 2	1.00	1.00	0.30	0.25	-1.05	1.48	1.25
Muro risolto posteriore dx - 3	1.00	1.00	0.30	0.25	-1.05	1.48	1.00
Muro risolto posteriore dx - 4	1.00	1.00	0.30	1.00	-1.05	1.48	0.00
Cordolo risolto sx	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.25	-1.32	2.06
Cordolo risolto dx	1.00	1.00	0.00	0.00	-1.25	1.62	2.55

**Caratteristiche geometriche fondazione**

N.B. Origine mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Descrizione	Lx (m)	Ly (m)	h (m)	Disx (m)	Disy (m)
Zattera di fondazione	2.25		1.00	-0.20	0.00

**Caratteristiche geometriche complessive muro frontale (Paraghiaia+Muro frontale)**

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Altezza complessiva elevazione	Hfron	m	2.39
Area sezione trasversale	Afron	m <sup>2</sup>	1.84
Volume c.a.	Vfron	mc	5.99
Xbaricentro	Xg fron	m	-0.61
Ybaricentro	Yg fron	m	0.00
Zbaricentro	Zg fron	m	0.92
Dis. spigolo ant. Baric. spiccato	Lxinf/2	m	0.53

**Caratteristiche geometriche complessive elevazione (Paraghiaia+Muro frontale+muri risolto****+Cordoli risolto+Orecchie+Valette+Speroni)**

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore muro frontale

Volume c.a.	Vele	mc	7.05
Xbaricentro	Xg ele	m	-0.76
Ybaricentro	Yg ele	m	-0.04
Zbaricentro	Zg ele	m	0.92

**Caratteristiche geometriche complessive fondazione**

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume c.a.	Vfon	mc	9.45
Xbaricentro	Xg fon	m	-1.13
Ybaricentro	Yg fon	m	0.00
Zbaricentro	Zg fon	m	0.50

Note:

Lx sup: lunghezza in direzione x della faccia superiore

Lx inf: lunghezza in direzione y della faccia inferiore

h: altezza del parallelepipedo

Dx: distanza in dir. X tra faccia anteriore e faccia muro frontale

Dy: distanza in dir. Y tra mezzeria parallelepipedo e mezzeria muro frontale

Dz: distanza in dir. Z tra faccia inferiore e spiccato muro frontale

Disx: Disassamento in dir. X mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

Disy: Disassamento in dir. Y mezzeria faccia anteriore muro frontale rispetto a mezzeria faccia anteriore zattera di fondazione

**Caratteristiche terreno di rinterro a tergo spalla**

Angolo d'attrito	fir	deg	35.0
peso di volume	$\gamma$	kN/mc	18.0
Coefficiente di spinta attiva (Rankine)	ka		0.271
Coefficiente di spinta a riposo	k0		0.426
Condizioni di spinta: 1 - attiva; 2 - riposo	Tip spinta		2
Coefficiente di spinta di calcolo	K		0.426

**Caratteristiche geometriche complessive rinterro**

Descrizione	Lx sup (m)	Lx inf (m)	Ly (m)	h (m)	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)
Rinterro - 1	1.00	1.00	2.95	0.89	-1.25	0.00	1.50
Rinterro - 2	1.00	1.00	2.65	0.25	-1.05	0.00	1.25
Rinterro - 3	1.00	1.00	2.65	0.25	-1.05	0.00	1.00
Rinterro - 4	1.00	1.00	2.65	1.00	-1.05	0.00	0.00

Coordinate baricentro rispetto a mezzeria spigolo anteriore zattera di fondazione

Volume rinterro	Vrin	mc	6.60
Xbaricentro	Xg rin	m	-1.83
Ybaricentro	Yg rin	m	0.00
Zbaricentro	Zg rin	m	2.23

**Dati sovraccarico terrapieno**

sovraccarico	Q	kN/mq	20.0
--------------	---	-------	------

**AZIONI TRASMESSE DALLA SPALLA**

Rispetto al baricentro della palificata

<b>Peso proprio spalla</b>			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	413
Momento longitudinale	Myg1	kNm	30
Momento trasversale	Mxg1	kNm	6.2
<b>Peso terreno su fondazione</b>			
Peso rinterro	Fzg2	kN	119
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-84
Momento trasversale	Mxg1	kNm	0.0
<b>Spinta statica del terreno</b>			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	185
Momento longitudinale	Myg3	kNm	209
<b>Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato</b>			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	94
Carico verticale	Fzg3	kN	59
Momento longitudinale	Myg3	kNm	122
<b>Azioni sismiche</b>			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore Ss			1.42
Fattore St			1.0
Fattore S	S		1.42
Valore di ag/g	ag/g		0.193

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**

**Dati e risoluzione della palificata**

fattore bm	βm	1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.274
Coefficiente sismico verticale	kv	0.137

Struttura che ammette spostamenti: 1 - sì; 2 - no	Tip. spost	1
---	------------	---

**K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK**

Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	3.39
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθa		0.241
angolo teta a	θa	deg	13.6
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		<b>0.427</b>
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθb		0.318
angolo teta b	θb	deg	17.6
coefficiente di spinta attiva Ka-b	Ka-b		<b>0.494</b>
Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	211.1
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	185.4
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	<b>211.1</b>
altezza di applicazione	H	kN	1.70
Momento longitudinale	MyDP	kNm	<b>358</b>

Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo

Condizioni di spinta adottate:			
Spinta del terreno	Es	kN	211
Momento longitudinale	MyEs	kNm	358

**Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)**

Forze inerziali

<i>Sisma longitudinale</i>			
Forza orizzontale longitudinale	FxE.2x	kN	146
Momento longitudinale	MyE.2x	kNm	198
<i>Sisma trasversale</i>			
Forza orizzontale trasversale	FyE.2y	kN	146
Momento trasversale	MxE.2y	kNm	198
<i>Sisma verticale</i>			
Forza verticale	FzE.2z	kN	-73
Momento longitudinale	MyE.2z	kNm	7
Momento trasversale	MxE.2z	kNm	1

**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)**

Altezza appoggi + baggioli + muro frontale + fondazioni	3.25
Distanza asse appoggi - asse fondazione	0.60

	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	140	0
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	104	0
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	224	0
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	0	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	0	0
q3	Frenatura	0	0	0	0
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	22	0	26
q5b	Vento Impalcato carico	0	41	0	78
q7a	Var. termica positiva	0	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	7	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	38	0	0	24
Ey	Sisma trasversale	0	7	0	4
Ez	Sisma verticale	0	0	12	0

**RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO PALI**

Coordinate baricentro pali					
x	=	1.13		coordinata x	
y	=	-0.05		coordinata y	
z	=	0.00		coordinata z	
	Fx	Fy	Fz	Mx	My
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
g1a	Peso proprio impalcato	0	0	140	6
g1b-sp	Peso proprio spalla	0	0	413	19
g2a	Perm. portati - impalcato	0	0	104	5
g2b-sp	Perm. portati - Rinterro	0	0	119	5
g3-sp	spinta statiche del terreno	185	0	0	0
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	0	224	10
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	0	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	0	0
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	94	0	59	3
q3	Frenatura	0	0	0	0
q4a	Forza centrifuga Nmax	0	0	0	0
q4b	Forza centrifuga Mtmax	0	0	0	0
q5a	Vento Impalcato scarico	0	22	0	99
q5b	Vento Impalcato carico	0	41	0	211
q7a	Var. termica positiva	0	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	7	0	0	0
Ex	Sisma longitudinale	38	0	0	0
Ey	Sisma trasversale	0	7	0	27
Ez	Sisma verticale	0	0	12	1
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	211	0	0	0
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	146	0	0	0
E.2y-sp	Forze inerziali trasversali spalla	0	146	0	198
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	0	-73	3





LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A

Dati e risoluzione della palificata

My	-782	-782	-601	-601	-601	-601	-601	-601	-601	-696	-696	-559	-559	-559	-559	-559	-559		
										S.L.U.									
Fx	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354	354		
Fy	37	37	37	37	-36	-36	-36	-36	-36	61	61	61	61	-61	-61	-61	-61		
Fz	1333	1333	1106	1106	1106	1106	1106	1106	1106	1333	1333	1106	1106	1106	1106	1106	1106		
Mx	250	250	240	240	-139	-139	-139	-139	-139	376	376	366	366	-266	-266	-266	-266		
My	-696	-696	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-696	-696	-559	-559	-559	-559	-559	-559		
										S.L.U. e3				S.L.V. E.x		S.L.V. E.y		S.L.V. E.z	
Fx	354	354	354	354	354	354	354	354	354	394	394	118	118	118	118	118	118		
Fy	37	37	37	37	-36	-36	-36	-36	-36	46	46	153	153	153	153	153	153		
Fz	1333	1333	1106	1106	1106	1106	1106	1106	1106	757	793	757	793	714	836	714	836		
Mx	250	250	240	240	-139	-139	-139	-139	-139	103	101	261	258	106	98	106	98		
My	-696	-696	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-559	-799	-790	-307	-299	-317	-288	-317	-288		
										S.L.E.car q1				S.L.E.car q3					
Fx	286	286	286	286	286	286	286	286	286	263	263	263	263	263	263	263	263		
Fy	25	25	25	25	-24	-24	-24	-24	-24	25	25	25	25	-24	-24	-24	-24		
Fz	1058	1058	834	834	834	834	834	834	834	987	987	819	819	819	819	819	819		
Mx	174	174	164	164	-89	-89	-89	-89	-89	171	171	164	164	-89	-89	-89	-89		
My	-582	-582	-448	-448	-448	-448	-448	-448	-448	-518	-518	-417	-417	-417	-417	-417	-417		
										S.L.E.car q4				S.L.E.car q5					
Fx	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263	263		
Fy	25	25	25	25	-24	-24	-24	-24	-24	41	41	41	41	-41	-41	-41	-41		
Fz	987	987	819	819	819	819	819	819	819	987	987	819	819	819	819	819	819		
Mx	171	171	164	164	-89	-89	-89	-89	-89	255	255	248	248	-173	-173	-173	-173		
My	-518	-518	-417	-417	-417	-417	-417	-417	-417	-518	-518	-417	-417	-417	-417	-417	-417		
										S.L.E.car e3				S.L.freq					
Fx	263	263	263	263	263	263	263	263	263	193	193	193	193	193	193	193	193		
Fy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	-4	0	0	0	0		
Fz	987	987	819	819	819	819	819	819	819	775	775	775	775	775	775	775	775		
Mx	45	45	37	37	37	37	37	37	37	35	35	55	15	35	35	35	35		
My	-518	-518	-417	-417	-417	-417	-417	-417	-417	-325	-325	-325	-325	-325	-325	-325	-325		

CALCOLO AZIONI SUI PALI

Geometria della palificata

Attenzione: 1° fila sempre posteriore

PALO	Fila	X	Y	Xp	Yp	trasv Jxi	long Jvl	trasv Yp/SJxi	long Xp/SJvl	Plinto	X	Y
1	1	0.50	-1.62	-0.63	-1.58	2.48	0.3906	-0.143	-0.200		0.00	2.10
2	1	0.50	-0.57	-0.63	-0.53	0.28	0.3906	-0.048	-0.200		2.25	2.10
3	1	0.50	0.48	-0.63	0.53	0.28	0.39	0.048	-0.200		2.25	-2.10
4	2	0.50	1.53	-0.63	1.58	2.48	0.39	0.143	-0.200		0.00	-2.10
5	2	1.75	-1.62	0.63	-1.58	2.48	0.39	-0.143	0.200	0.00	2.10	
6	2	1.75	-0.57	0.63	-0.53	0.28	0.39	-0.048	0.200			
7	2	1.75	0.48	0.63	0.53	0.28	0.39	0.048	0.200			
8	3	1.75	1.53	0.63	1.58	2.48	0.39	0.143	0.200			
8	3					11.03	3.13					

CARICO ASSIALE		S.L.U. q1								S.L.U. q3							
PALO	FILA																
1	1	-14	-14	-14	-14	40	40	40	40	-8	-8	-8	-8	46	46	46	46
2	1	10	10	9	9	27	27	27	27	16	16	15	15	33	33	33	33
3	1	34	34	32	32	14	14	14	14	39	39	38	38	20	20	20	20
4	2	58	58	55	55	1	1	1	1	63	63	61	61	6	6	6	6
5	2	299	299	226	226	281	281	281	281	270	270	216	216	270	270	270	270
6	2	323	323	249	249	267	267	267	267	294	294	239	239	257	257	257	257
7	2	347	347	272	272	254	254	254	254	318	318	262	262	243	243	243	243
8	3	371	371	295	295	241	241	241	241	341	341	284	284	230	230	230	230
Nmax		371	371	295	295	281	281	281	281	341	341	284	284	270	270	270	270
Nmin		-14	-14	-14	-14	1	1	1	1	-8	-8	-8	-8	6	6	6	6
TAGLIO																	
taglio Vx		48	48	48	48	48	48	48	48	44	44	44	44	44	44	44	44
taglio Vy		5	5	5	5	-5	-5	-5	-5	5	5	5	5	-5	-5	-5	-5
V		48	48	48	48	48	48	48	48	44	44	44	44	44	44	44	44

CARICO ASSIALE		S.L.U. q4								S.L.U. q5							
PALO	FILA																
1	1	-8	-8	-8	-8	46	46	46	46	-26	-26	-26	-26	64	64	64	64
2	1	16	16	15	15	33	33	33	33	10	10	9	9	39	39	39	39
3	1	39	39	38	38	20	20	20	20	45	45	44	44	14	14	14	14
4	2	63	63	61	61	6	6	6	6	81	81	79	79	-12	-12	-12	-12
5	2	270	270	216	216	270	270	270	270	252	252	198	198	288	288	288	288
6	2	294	294	239	239	257	257	257	257	288	288	233	233	263	263	263	263
7	2	318	318	262	262	243	243	243	243	324	324	268	268	237	237	237	237
8	3	341	341	284	284	230	230	230	230	359	359	302	302	212	212	212	212
Nmax		341	341	284	284	270	270	270	270	359	359	302	302	288	288	288	288
Nmin		-8	-8	-8	-8	6	6	6	6	-26	-26	-26	-26	-12	-12	-12	-12
TAGLIO																	
taglio Vx		44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
taglio Vy		5	5	5	5	-5	-5	-5	-5	8	8	8	8	-8	-8	-8	-8
V		44	44	44	44	44	44	44	44	45	45	45	45	45	45	45	45

CARICO ASSIALE		S.L.U. q7								S.L.V. E.x			S.L.V. E.y			S.L.V. E.z		
PALO	FILA																	
1	1	-8	-8	-8	-8	46	46	46	46	-80	-73	-4	21	27	11	21	33	33
2	1	16	16	15	15	33	33	33	33	-70	-64	4	21	27	21	21	42	42
3	1	39	39	38	38	20	20	20	20	-60	-54	46	52	31	51	31	51	51
4	2	63	63	61	61	6	6	6	6	-50	-44	70	76	41	61	41	61	61
5	2	270	270	216	216	270	270	270	270	240	243	119	122	138	148	138	148	148
6	2	294	294	239	239	257	257	257	257	249	252	144	147	148	157	148	157	157

LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A

Dati e risoluzione della palificata

7	2	318	318	262	262	243	243	243	243	259	262	168	171	158	167
8	3	341	341	284	284	230	230	230	230	269	272	193	196	168	176
<b>Nmax</b>		<b>341</b>	<b>341</b>	<b>284</b>	<b>284</b>	<b>270</b>	<b>270</b>	<b>270</b>	<b>270</b>	<b>269</b>	<b>272</b>	<b>193</b>	<b>196</b>	<b>168</b>	<b>176</b>
<b>Nmin</b>		<b>-8</b>	<b>-8</b>	<b>-8</b>	<b>-8</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>-80</b>	<b>-73</b>	<b>-4</b>	<b>3</b>	<b>11</b>	<b>33</b>
<b>TAGLIO</b>															
taglio Vx		44	44	44	44	44	44	44	44	49	49	15	15	15	15
taglio Vy		5	5	5	5	-5	-5	-5	-5	6	6	19	19	6	6
<b>V</b>		<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>44</b>	<b>50</b>	<b>50</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>16</b>	<b>16</b>

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q1							q3								
PALO																	
1	1	-9	-9	-9	-9	27	27	27	27	-5	-5	-4	-4	32	32	32	32
2	1	8	8	7	7	19	19	19	19	12	12	11	11	23	23	23	23
3	1	24	24	23	23	11	11	10	10	28	28	27	27	15	15	15	15
4	2	41	41	38	38	2	2	2	2	44	44	42	42	6	6	6	6
5	2	224	224	170	170	206	206	206	206	203	203	162	162	199	199	199	199
6	2	240	240	186	186	198	198	198	198	219	219	178	178	190	190	190	190
7	2	257	257	202	202	190	190	190	190	235	235	194	194	182	182	182	182
8	3	274	274	217	217	181	181	181	181	251	251	209	209	173	173	173	173
<b>Nmax</b>		<b>274</b>	<b>274</b>	<b>217</b>	<b>217</b>	<b>206</b>	<b>206</b>	<b>206</b>	<b>206</b>	<b>251</b>	<b>251</b>	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>
<b>Nmin</b>		<b>-9</b>	<b>-9</b>	<b>-9</b>	<b>-9</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>2</b>	<b>-5</b>	<b>-5</b>	<b>-4</b>	<b>-4</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>
<b>TAGLIO</b>																	
taglio Vx		36	36	36	36	36	36	36	36	33	33	33	33	33	33	33	33
taglio Vy		3	3	3	3	-3	-3	-3	-3	3	3	3	3	-3	-3	-3	-3
<b>V</b>		<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>36</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q4							q5								
PALO																	
1	1	-5	-5	-4	-4	32	32	32	32	-17	-17	-16	-16	44	44	44	44
2	1	12	12	11	11	23	23	23	23	8	8	7	7	27	27	27	27
3	1	28	28	27	27	15	15	15	15	32	32	31	31	11	11	11	11
4	2	44	44	42	42	6	6	6	6	56	56	54	54	-6	-6	-6	-6
5	2	203	203	162	162	199	199	199	199	190	190	150	150	211	211	211	211
6	2	219	219	178	178	190	190	190	190	215	215	174	174	194	194	194	194
7	2	235	235	194	194	182	182	182	182	239	239	198	198	178	178	178	178
8	3	251	251	209	209	173	173	173	173	263	263	221	221	161	161	161	161
<b>Nmax</b>		<b>251</b>	<b>251</b>	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>263</b>	<b>263</b>	<b>221</b>	<b>221</b>	<b>211</b>	<b>211</b>	<b>211</b>	<b>211</b>
<b>Nmin</b>		<b>-5</b>	<b>-5</b>	<b>-4</b>	<b>-4</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>-17</b>	<b>-17</b>	<b>-16</b>	<b>-16</b>	<b>-6</b>	<b>-6</b>	<b>-6</b>	<b>-6</b>
<b>TAGLIO</b>																	
taglio Vx		33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33
taglio Vy		3	3	3	3	-3	-3	-3	-3	5	5	5	5	-5	-5	-5	-5
<b>V</b>		<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>

		S.L.E.car															
CARICO ASSIALE		q7															
PALO																	
1	1	-5	-5	-4	-4	32	32	32	32								
2	1	12	12	11	11	23	23	23	23								
3	1	28	28	27	27	15	15	15	15								
4	2	44	44	42	42	6	6	6	6								
5	2	203	203	162	162	199	199	199	199								
6	2	219	219	178	178	190	190	190	190								
7	2	235	235	194	194	182	182	182	182								
8	3	251	251	209	209	173	173	173	173								
<b>Nmax</b>		<b>251</b>	<b>251</b>	<b>209</b>	<b>209</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>	<b>199</b>								
<b>Nmin</b>		<b>-5</b>	<b>-5</b>	<b>-4</b>	<b>-4</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>6</b>								
<b>TAGLIO</b>																	
taglio Vx		33	33	33	33	33	33	33	33								
taglio Vy		3	3	3	3	-3	-3	-3	-3								
<b>V</b>		<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>								

		S.L.freq											S.L.qp				
CARICO ASSIALE		q1							q7		q5						
PALO																	
1	1	13	13	14	14	14	14	14	14	27	27	24	30	27	27		
2	1	18	18	17	17	17	17	17	17	30	30	29	31	30	30		
3	1	22	22	21	21	21	21	21	21	33	33	34	33	33	33		
4	2	26	26	24	24	24	24	24	24	37	37	40	34	37	37		
5	2	221	221	180	180	180	180	180	180	157	157	154	160	157	157		
6	2	225	225	184	184	184	184	184	184	160	160	159	161	160	160		
7	2	229	229	188	188	188	188	188	188	164	164	165	163	164	164		
8	3	233	233	191	191	191	191	191	191	167	167	170	164	167	167		
<b>Nmax</b>		<b>233</b>	<b>233</b>	<b>191</b>	<b>191</b>	<b>191</b>	<b>191</b>	<b>191</b>	<b>191</b>	<b>167</b>	<b>167</b>	<b>170</b>	<b>164</b>	<b>167</b>	<b>167</b>		
<b>Nmin</b>		<b>13</b>	<b>13</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	<b>27</b>	<b>27</b>	<b>24</b>	<b>30</b>	<b>27</b>	<b>27</b>		
<b>TAGLIO</b>																	
taglio Vx		33	33	33	33	33	33	33	33	24	24	24	24	24	24	24	24
taglio Vy		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0
<b>V</b>		<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>33</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>	<b>24</b>

RIEPILOGO AZIONI IN TESTA AI PALI		ENV	SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Azione assiale massima (compressione)	Nmax	371	371	272	274	233	167
Azione assiale minima	Nmin	-80	-26	-80	-17	13	27
Azione trasversale massima	Vmax	50	48	50	36	33	24

LUNGHEZZA LIBERA D'INFLESSIONE PALI DI FONDAZIONE

Modulo di elasticità normale del calcestruzzo/malta	Ec	Mpa	32837
Modulo di elasticità normale dell'acciaio	Ea	Mpa	210000
Modulo di Poisson del terreno	v		0.30
Diametro del palo	Dp	m	0.20
Diametro dell'armatura tubolare (0 se non c'è)	Da	m	0.1397
Spessore dell'armatura tubolare (0 se non c'è)	ta	m	0.0100
Momento d'inerzia della sezione in cls/malta	lc	m4	0.0001
Momento d'inerzia della sezione tubolare in acciaio	la	m4	0.000009
Momento d'inerzia della sezione omogeneizzata al cls	lp	m4	0.0001
Kt Costante di reazione orizzontale (Vesic)	kt	kN/mc	9167
Lunghezza libera d'inflessione	Lo	m	1.56

RIEPILOGO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONI MASSIME SUI I		SLU	SLV	SLE-CAR	SLE-FR	SLE-QP
Sforzo normale massimo	Nmax	kN	371	272	274	233
Sforzo normale minimo	Nmin	kN	-26	-80	-17	13
Momento flettente massimo - 1° gabbia	Mmax_1a	kNm	38	39	28	19
Momento amplificato del 20%	Mmax_1a	kNm	45	47	34	23
Sforzo di taglio massimo - 1° gabbia	Vmax_1a	kN	48	50	36	24

RIEPILOGO AZIONI VERTICALI AGLI SLU SULLA PALIFICATA		SLU	SLV
Carico verticale massimo agente sulla palificata		1428	836

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Dati e risoluzione della palificata**

---

Carico verticale medio agente sui pali

179

104

## LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

#### MENSOLA POSTERIORE

Modello di calcolo:

Trave a mensola

Dati	var	unità	
Altezza della mensola	h	m	1.00
distanza tra palo 1° fila posteriore e sezione di incastro	a1	m	0.50
larghezza sezione di calcolo	b	m	1.63
resistenza a compressione caratteristica cls	Rck	Mpa	40
resistenza di calcolo cls	fcd	Mpa	18.1
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC2
Condizioni ambientali	Cond_Am		Ordinarie

Armatura superiore mensola posteriore	passo	n.barre	$\phi$	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato dall'alto	10	10	26	0.069	5309
Armatura effettivamente disposta			26	0.069	5309

Armatura inferiore mensola posteriore	passo	n.barre	$\phi$	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato dal basso	10	5	26	0.057	2655
Armatura effettivamente disposta			26	0.085	5309

VERIFICA SLU	fac	p	V	M
		kN/ml	kN	kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-STR)	1.35	54.8	55	27.4
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-STR)	1.35	94.4	94	47.2
sommano			149.2	74.6

sollecitazioni dovute al peso proprio zattera (SLU-SIS)	1.0	40.6	41	20.3
sollecitazioni dovute al peso del rinterro (SLU-SIS)	1.0	69.9	70	35.0
sommano			110.5	55.3

sollecitazioni dovute ai pali	R1	R2	R3	R4	V	M
	kN	kN	kN	kN	kN	kNm
SLU-STR (MIN)	26.3	11.6	0.0	0.0	38	13.1
SLU-STR (MAX)	-64.3	-347.1	0.0	0.0	-411	-32.2
SLU-SIS (MIN)	80.0	50.4	0.0	0.0	130	40.0
SLU-SIS (MAX)	-51.8	-262.0	0.0	0.0	-314	-25.9

sollecitazioni risultanti	V	M
	kN	kNm
SLU-STR (MIN)	187	88
SLU-STR (MAX)	-262	42
SLU-SIS (MIN)	241	95
SLU-SIS (MAX)	-203	29

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V	M
---	---	---



## LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

	kN/m	kNm/m
SLU-STR (MIN)	115	54
SLU-STR (MAX)	161	26
SLU-SIS (MIN)	148	59
SLU-SIS (MAX)	125	18

Armatura minima superiore richiesta	Afs_min	mmq/ml	179	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	1741	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		3%	OK!

Armatura minima inferiore	Afs_min	mmq/ml	0	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq/ml	5309	OK!
Momento Resistente	MR_inf	kNm/ml	-1710	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		0%	OK!

VERIFICA SLE-CARATTERISTICA	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	40.6	41	20.3
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	69.9	70	35.0
sommano			110.5	55.3

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	16.7	5.8	0.0	0.0	22	8.3
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-43.8	-257.0	0.0	0.0	-301	-21.9

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	133	64
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	-190	33

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLE-CARATTERISTICA (MIN)	82	39
SLE-CARATTERISTICA (MAX)	117	21

Tasso di lavoro armature superiori	$\sigma_{sup}$	Mpa	9	
Tasso di lavoro armature inferiori	$\sigma_{inf}$	Mpa	0	
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo arm.superiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		2%	OK!
coefficiente di utilizzo arm.inferiori- Stato limite limit. tensioni	c.u.		0%	OK!

VERIFICA SLE-FREQUENTE	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	1.0	40.6	41	20.3
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	1.0	69.9	70	35.0
sommano			110.5	55.3

## LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A

### Calcolo e verifica zattera di fondazione

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	-13.4	-24.3	0.0	0.0	-38	-6.7
SLE-FREQUENTE (MAX)	-34.4	-229.1	0.0	0.0	-264	-17.2

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLE-FREQUENTE (MIN)	<b>73</b>	<b>49</b>
SLE-FREQUENTE (MAX)	<b>-153</b>	<b>38</b>

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLE-FREQUENTE (MIN)	<b>45</b>	<b>30</b>
SLE-FREQUENTE (MAX)	<b>94</b>	<b>23</b>

Tasso di lavoro armature superiori	$\sigma_{sup}$	Mpa	<b>7</b>	
Tasso di lavoro armature inferiori	$\sigma_{inf}$	Mpa	<b>0</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.40	w3
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0	(arm.sup)	$\sigma_{slim}$	MPa
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			<b>3%</b>	<b>OK!</b>
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0	(arm.sup)	$\sigma_{slim}$	MPa
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure			<b>0%</b>	<b>OK!</b>

VERIFICA SLE-QUASI PERMANENTE	fac	p kN/ml	V kN	M kNm
sollecitazioni dovute al peso proprio zattera	<b>1.0</b>	40.6	41	20.3
sollecitazioni dovute al peso del rinterro	<b>1.0</b>	69.9	70	35.0
sommano			<b>110.5</b>	<b>55.3</b>

sollecitazioni dovute ai pali	R1 kN	R2 kN	R3 kN	R4 kN	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	-26.8	-36.8	0.0	0.0	-64	-13.4
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	-33.5	-163.6	0.0	0.0	-197	-16.7

sollecitazioni risultanti	V kN	M kNm
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	<b>47</b>	<b>42</b>
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	<b>-87</b>	<b>39</b>

sollecitazioni risultanti per sezione di larghezza unitaria	V kN/m	M kNm/m
SLE-QUASI PERMANENTE (MIN)	<b>29</b>	<b>26</b>
SLE-QUASI PERMANENTE (MAX)	<b>53</b>	<b>24</b>

Tasso di lavoro armature superiori	sfsup	Mpa	<b>6</b>	
Tasso di lavoro armature inferiori	sfinf	Mpa	<b>0</b>	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0	(arm.sup)	$\sigma_{slim}$	MPa
			<b>194.3</b>	

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e verifica zattera di fondazione**

---

coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		3%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f	26.0 (arm.sup)	$\sigma_{lim}$	MPa	194.3	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure		c.u.		0%	OK!

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica muro frontale**

Dati	var	unità	
spessore muro frontale	smur	m	0.30
resistenza di calcolo acciaio armatura	f <sub>yd</sub>	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

**AZIONI TRASMESSE DAL MURO FRONTALE**

<b>Peso proprio spalla</b>			
Peso proprio spalla	Fzg1	kN	46
Momento longitudinale	Myg1	kNm	-4
<b>Spinta statica del terreno</b>			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	22
Momento longitudinale	Myg3	kNm	17
<b>Effetti del sovraccarico stradale sul rilevato</b>			
Spinta in direzione longitudinale	Fxg3	kN	20
Momento longitudinale	Myg3	kNm	24
<b>Azioni sismiche</b>			
parametri sismici			
Categoria di suolo fondazione	Cat		C
Fattore S <sub>s</sub>			1.42
Fattore S <sub>t</sub>			1.00
Fattore S	S		1.42
Valore di ag/g	ag/g		0.193
fattore β <sub>m</sub>	β <sub>m</sub>		1.00
Coefficiente sismico orizzontale	kh		0.274
Coefficiente sismico verticale	kv		0.137

Struttura che ammette spostamenti: 1 - sì; 2 - no	Tip_spost	1
---	-----------	---

**K0 statica e Mononobe-Okabe Sismica - OK**

**Spinte del terreno in caso sismico (Mononobe-Okabe) - ipotesi struttura che ammette spostamenti (q6.1)**

angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del paramento	ψ	deg	90
angolo d'inclinazione rispetto all'orizzontale del terrapieno	β	deg	0
angolo d'attrito terra-muro	δ	deg	0
Altezza del terrapieno	H	m	2.39
peso specifico del terreno	γ*	kN/mc	18.0
tangente teta a= kh/(1+kv)	tanθ <sub>a</sub>		0.241
angolo teta a	θ <sub>a</sub>	deg	13.552
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-a		0.427
tangente teta b= kh/(1-kv)	tanθ <sub>b</sub>		0.318
angolo teta b	θ <sub>b</sub>	deg	17.619
coefficiente di spinta attiva Ka-a	Ka-b		0.494

Spinta totale del terreno -a	Ed-a	kN	25.0
Spinta totale del terreno -b	Ed-b	kN	21.9
Spinta massima in caso sismico	Ed	kN	<b>25.0</b>
altezza di applicazione	H	m	1.2
Momento longitudinale	MyDP	kNm	<b>29.9</b>

Spinta massima in caso sismico

**Spinte del terreno in caso sismico Wood) - ipotesi struttura che non ammette spostamenti (q6.1)**

Incremento di spinta del terreno	DP	kN	28
altezza di applicazione	H	m	1.2
Momento longitudinale	MyDP	kNm	<b>34</b>

**Spinte complessive del terreno in caso sismico di calcolo**

Condizioni di spinta adottate: <b>Struttura che ammette spostamenti (Mononobe - Okabe)</b>			
Spinta del terreno	E <sub>s</sub>	kN	<b>25</b>
Momento longitudinale	MyE <sub>s</sub>	kNm	<b>30</b>

**Forze inerziali (q6.2)**

<b>Sisma longitudinale</b>			
Forza orizzontale longitudinale	Fxq6.2x	kN	13
Momento longitudinale	Myq6.2x	kNm	12
<b>Sisma verticale</b>			
Forza verticale	Fzq6.2z	kN	-6
Momento longitudinale	Myq6.2z	kNm	1

**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO (RIFERITE AL BARICENTRO APPOGGI)**

Altezza appoggi + muro frontale	2.25
Distanza asse appoggi - asse muro frontale	0.00

	Fx [kN]	Fz [kN]
g1a	0	43
g2a	0	32
e4	0	0
e2	0	0
q1a	0	69
q1b	0	0
q1c	0	0
q1d	0	0
q3	0	0
q7a	0	0
q7b	0	0
q9	2	0
Ex	12	0
Ez	0	4

**RIEPILOGO SOLLECITAZIONI RISPETTO A BARICENTRO MURO FRONTALE**

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica muro frontale**

		<b>Fx</b>	<b>Fz</b>	<b>My</b>
		<b>[kN]</b>	<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>
g1a	Peso proprio impalcato	0	43	0
g1-sp	Peso proprio spalla	0	46	4
g2a	Perm. portati - impalcato	0	32	0
g3-sp	g3-sp	22	0	-17
e4	Cedimenti differenziali - MAX	0	0	0
e2	ritiro	0	0	0
q1a	CMOB-Nmax - sx	0	69	0
q1b	CMOB-Mtmax - sx	0	0	0
q1c	CMOB-Nmax - dx	0	0	0
q1d	CMOB-Mtmax - dx	0	0	0
q1e-sp	carico vert. Da traffico sul rilevato	20	0	-24
q3	Frenatura	0	0	0
q7a	Var. termica positiva	0	0	0
q7b	Var. termica negativa	0	0	0
q9	Resistenze passive vincoli	2	0	-5
Ex	Sisma longitudinale	12	0	-26
Ez	Sisma verticale	0	4	0
E.1x-sp	spinta del terreno in fase sismica	25	0	-30
E.2x-sp	Forze inerziali longitudinali spalla	13	0	-12
E.2z-sp	Forze inerziali verticali spalla	0	-6	-1

**COMBINAZIONI DI CARICO**

**MATRICE COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI**

					<b>q1</b>				<b>S.L.U.</b>				<b>q3</b>				
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
q7a	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
q7b	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00	0.90	0.00
q1a	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	1.01
q1e-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20

					<b>S.L.U.</b>				<b>S.L.V.</b>			
					<b>e3</b>				<b>Ex</b>		<b>Ez</b>	
g1a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00
e4	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	1.00	1.00
e2	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
q7a	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q7b	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00
q1a	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q1e-sp	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.30
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	1.00	-1.00
q9	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00

					<b>S.L.E.car</b>				<b>q1</b>				<b>q3</b>				
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00
q1a	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**S.L.E.car**  
**e3**

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica muro frontale**

g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00
q7b	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

	S.L.freq								S.L.qp	
g1a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g1-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g2a	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
g3-sp	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
e2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q7a	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50	0.00
q7b	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.50
q1a	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1b	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q1c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00
q1d	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00
q1e-sp	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.00	0.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ex	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ez	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.1x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2x-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
E.2z-sp	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
q9	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

**SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO DEL MURO FRONTALE NELLE COMBINAZIONI DI CARICO**

	S.L.U.								S.L.U.							
	q1				q3				q1				q3			
Fx	60	60	60	60	60	60	60	60	53	53	53	53	53	53	53	53
Fz	256	256	163	163	163	163	163	163	233	233	163	163	163	163	163	163
My	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-57	-49	-49	-49	-49	-49	-49	-49	-49

	S.L.U.								S.L.V.			
	q7				q3				E.x		E.z	
Fx	53	53	53	53	53	53	53	53	49	49	15	15
Fz	233	233	163	163	163	163	163	163	120	122	118	124
My	-49	-49	-49	-49	-49	-49	-49	-49	-64	-64	-17	-16

	S.L.E.car								S.L.E.car							
	q1				q3				q1				q3			
Fx	45	45	45	45	45	45	45	45	39	39	39	39	39	39	39	39
Fz	190	190	121	121	121	121	121	121	173	173	121	121	121	121	121	121
My	-43	-43	-43	-43	-43	-43	-43	-43	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37

	S.L.E.car							
	q7				q3			
Fx	39	39	39	39	39	39	39	39
Fz	173	173	121	121	121	121	121	121
My	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37

	S.L.E.freq								S.L.E.qp	
Fx	39	39	39	39	39	39	39	39	24	24
Fz	173	173	121	121	121	121	121	121	121	121
My	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-37	-19	-19

Armatura zona tesa muro frontale	passo	n.barre	φ	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	10	10	26	0.081	5309
Armatura effettivamente disposta			26	0.081	5309

VERIFICHE AGLI SLU	Var	unità	
Momento di calcolo SLU	MEd_SLU	kNm/ml	57
Momento di calcolo SLV	MEd_SLV	kNm/ml	64
Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	829

Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	5309	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	409	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		16%	OK!

Taglio di calcolo SLU	VEd_SLU	kN/ml	60
Taglio di calcolo SLV	VEd_SLV	kN/ml	49

VERIFICHE AGLI SLE-CAR			
Tasso di lavoro armature in zona tesa	σs	Mpa	41

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica muro frontale**

---

Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360	
coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni	c.u.		11%	OK!

**VERIFICHE AGLI SLE-FR**

Tasso di lavoro armature in zona tesa	$\sigma_s$	Mpa	35	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f 26.0	$\sigma_{slim}$	MPa	194	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		18%	OK!

**VERIFICHE AGLI SLE-QP**

Tasso di lavoro armature in zona tesa	$\sigma_s$	Mpa	18	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f 26.0	$\sigma_{slim}$	MPa	156	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		11%	OK!

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Dati	var	unità	
Altezza paraghiaia	h	m	0.89
spessore paraghiaia	spar	m	0.30
spessore pavimentazione	spav	m	0.11
resistenza di calcolo acciaio armatura	fyd	MPa	391
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

**Effetti dovuti al sovraccarico accidentale**

larghezza dell'impronta del carico Qik in sommità	b1	m	3.22
lunghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	a1	m	2.42
larghezza dell'impronta del carico Qik alla base	b2	m	4.25
lunghezza dell'impronta di carico Qik alla base	a2	m	2.93
pressione orizzontale dovuta al carico Qik in sommità	sh1	kPa	32.8
pressione orizzontale dovuta al carico Qik alla base	sh2	kPa	20.5
pressione orizzontale dovuta al carico qik distribuito	shd	kPa	3.8
Taglio alla base complessivo	Vmax	kNm	91.1
Momento alla base complessivo	Mmax	kNm	41.8

**Effetti dovuti al carico Qik sul paraghiaia**

larghezza dell'impronta di carico Qik in sommità	b1	m	2.62
larghezza dell'impronta di carico alla base	b2	m	4.4
Carico verticale in testa al paraghiaia	Qik	kN	300
Azione orizzontale in testa al paraghiaia	H	kN	180

**Sollecitazioni alla base del paraghiaia**

Condizione	N kN	V kN	M kNm
Peso proprio	6.7	0.0	0.0
Spinta statica del terreno	0.0	3.0	0.9
Spinta dovuta al carico Qik	0.0	21.5	9.8
Carico Qik sul paraghiaia	68.2	40.9	40.9
Sisma - forze inerziali	0.0	1.8	0.8
Spinta sismica del terreno	0.0	3.0	1.4

**Armatura zona tesa paraghiaia**

sezione di larghezza unitaria	passo cm	n.barre 1.0/pass	φ mm	c m	As mmq
primo strato	10	10	20	0.076	3142
Armatura effettivamente disposta			20	0.076	3142

**VERIFICHE SLU**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Peso proprio	1.00	1.00
Spinta statica del terreno	1.35	0.00
Spinta dovuta al carico Qik	1.35	0.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.35	0.00
Sisma - forze inerziali	0.00	1.00
Spinta sismica del terreno	0.00	1.00

**Combinazioni SLU-STR**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLU-STR	98.7	88.3	69.7
SLU-SIS	6.7	4.9	2.2

Armatura minima richiesta	Afs_min	mmq/ml	884	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	3142	OK!
Momento Resistente	MR_sup	kNm/ml	248	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		28%	OK!

**VERIFICHE SLE-RARA**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Peso proprio	1.00	
Spinta statica del terreno	1.00	



**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A**  
**Calcolo e Verifica del muro paraghiaia**

Spinta dovuta al carico Qik	1.00
Carico Qik sul paraghiaia	1.00
Sisma - forze inerziali	0.00
Spinta sismica del terreno	0.00

**Combinazioni SLE-RARA**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-RARA	74.9	65.4	51.6

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **82**

Tensione massima ammissibile  $\sigma_{s,max}$  MPa 360  
 coefficiente di utilizzo armature - Stato limite limitazione tensioni c.u. **23%** **OK!**

**VERIFICHE SLE-FREQUENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-FRE		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.75		
Carico Qik sul paraghiaia	0.75		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

**Combinazioni SLE-FREQUENTE**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-FRE	57.8	49.8	39.0

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **62**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile  $w_{lim}$  mm 0.30  $w_2$   
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0  $\sigma_{slim}$  MPa **222**  
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **28%** **OK!**

**VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni SLE-QP		
Peso proprio	1.00		
Spinta statica del terreno	1.00		
Spinta dovuta al carico Qik	0.00		
Carico Qik sul paraghiaia	0.00		
Sisma - forze inerziali	0.00		
Spinta sismica del terreno	0.00		

**Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE**

Combinazione	N kN	V kN	M kN
SLE-QP	6.7	3.0	0.9

Tasso di lavoro armature  $\sigma_s$  Mpa **1**

valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile  $w_{lim}$  mm 0.20  $w_1$   
 Tensione limite ammissibile per barre f 20.0  $\sigma_{slim}$  MPa **182**  
 coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure c.u. **1%** **OK!**

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

Dati	var	unità	
Altezza muro di risvolto	h	m	2.06
larghezza muro di risvolto	a	m	1.00
spessore muro di risvolto	s	m	0.30
coefficiente gamma	$\gamma$		0.49
spessore pavimentazione	spav	m	0.11
resistenza di calcolo acciaio armatura	f <sub>yd</sub>	MPa	391
Muro con bandiera	band		no
Classe di esposizione	CIE		XC4
Condizioni ambientali	Cond_Am		Aggressive

Momento massimo orizzontale:  $M_x = \text{fac}_x \cdot q \cdot a^2$

Momento massimo verticale:  $M_y = \text{fac}_y \cdot q \cdot h^2$

N.B. i coefficienti fac<sub>x</sub> e fac<sub>y</sub> sono ricavati da: "Calcolo di lastre e piastre" - Richard Bares - Ed. CittàStudi

**Effetti dovuti alla spinta delle terre**

pressione orizzontale alla base	q	kN/mq	15.8
direzione orizzontale	$\gamma$	0.375	0.500
coefficiente fac <sub>x</sub>	fac <sub>Mx</sub>	0.175	0.124
coefficiente fac <sub>Vx</sub>	fac <sub>Vx</sub>	0.546	0.462

Momento flettente in direzione orizzontale	M <sub>xmax</sub>	kNm	2.0
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M <sub>xband</sub>	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V <sub>xmax</sub>	kN	7.5
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V <sub>xband</sub>	kN	0.0

direzione verticale	$\gamma$	0.38	0.50
coefficiente fac <sub>y</sub>	fac <sub>My</sub>	0.035	0.055
coefficiente fac <sub>Vy</sub>	fac <sub>Vy</sub>	0.419	0.483

Momento flettente in direzione verticale	M <sub>y</sub> max	kNm	3.5
Sforzo di taglio in direzione verticale	V <sub>y</sub> max	kN	15.5

**Effetti dovuti ai sovraccarichi accidentali**

larghezza dell'impronta del carico Q <sub>ik</sub> in sommità	b <sub>1</sub>	m	2.42
lunghezza dell'impronta di carico Q <sub>ik</sub> in sommità	a <sub>1</sub>	m	3.11
larghezza dell'impronta del carico Q <sub>ik</sub> alla base	b <sub>2</sub>	m	3.61
lunghezza dell'impronta di carico Q <sub>ik</sub> alla base	a <sub>2</sub>	m	4.30
pressione orizzontale dovuta al carico Q <sub>ik</sub> in sommità	sh <sub>1</sub>	kPa	34.0
pressione orizzontale dovuta al carico Q <sub>ik</sub> alla base	sh <sub>2</sub>	kPa	16.5

pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	25.2
direzione orizzontale	$\gamma$	0.38	0.50
coefficiente fac <sub>x</sub>	fac <sub>Mx</sub>	0.458	0.430
coefficiente fac <sub>Vx</sub>	fac <sub>Vx</sub>	1.110	1.040

Momento flettente in direzione orizzontale	M <sub>x</sub> max	kNm	10.9
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	M <sub>x</sub> band	kNm	0.0
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	V <sub>x</sub> max	kN	26.5
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	V <sub>x</sub> band	kN	0.0

direzione verticale	$\gamma$	0.38	0.50
coefficiente fac <sub>x</sub>	fac <sub>My</sub>	0.059	0.105
coefficiente fac <sub>Vy</sub>	fac <sub>Vy</sub>	0.671	0.874

Momento flettente in direzione verticale	M <sub>y</sub> max	kNm	10.7
Sforzo di taglio in direzione verticale	V <sub>y</sub> max	kN	44.2

**Effetti dovuti al sisma**

forza inerziale	q <sub>1</sub>	kN/mq	2.06
incremento di spinta delle terre	q <sub>2</sub>	kN/mq	10.2
pressione orizzontale di calcolo	q	kN/mq	12.2
direzione orizzontale	$\gamma$	0.38	0.50
coefficiente fac <sub>x</sub>	fac <sub>Mx</sub>	0.458	0.430

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

coefficiente facVx	facVx	1.110	1.040	<b>1.05</b>
--------------------	-------	-------	-------	-------------

Momento flettente in direzione orizzontale	Mxmax	kNm	<b>5.3</b>
Momento flettente in direzione orizzontale da bandiera	Mxband	kNm	<b>0.0</b>
Sforzo di taglio in direzione orizzontale	Vxmax	kN	<b>12.8</b>
Sforzo di taglio in direzione orizzontale da bandiera	Vxband	kN	<b>0.0</b>

direzione verticale	$\gamma$	0.38	0.50	0.49
coefficiente facx	facMy	0.059	0.105	<b>0.100</b>
coefficiente facVy	facVy	0.671	0.874	<b>0.850</b>

Momento flettente in direzione verticale	Mymax	kNm	<b>5.2</b>
Sforzo di taglio in direzione verticale	Vymax	kN	<b>21.4</b>

Riepilogo sollecitazioni sul muro	Mx	My	Vx	Vy
Condizione	kNm	kNm	kN	kN
Spinta del terreno	2.0	3.5	7.5	15.5
Spinta sovraccarichi accidentali	10.9	10.7	26.5	44.2
Spinta dovuta al sisma	5.3	5.2	12.8	21.4

Armatura zona tesa - dir. Orizzontale	passo	n.barre	$\phi$	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	10	10	20	0.062	3142
secondo strato	0	0	20	0.112	0
Armatura effettivamente disposta			20	0.062	<b>3142</b>

Armatura zona tesa - dir. Verticale	passo	n.barre	$\phi$	c	As
sezione di larghezza unitaria	cm	1.0/pass	mm	m	mmq
primo strato	10	10	24	0.084	4524
Armatura effettivamente disposta			24	0.084	<b>4524</b>

**VERIFICHE SLU**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLU-STR	SLU-SIS
Spinta del terreno	1.35	1.00
Spinta sovraccarichi accidentali	1.35	0.00
Spinta dovuta al sisma	0.00	1.00

Combinazioni SLU-STR	Mx	My	Vx	Vy
Combinazione	kNm	kNm	kN	kN
SLU-STR	17.5	19.2	45.8	80.6
SLU-SIS	7.3	8.7	20.3	36.9

Armatura minima richiesta in dir. Orizzontale	Afh_min	mmq/ml	209	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	3142	OK!
Momento Resistente dir. Orizzontale	MR_h	kNm/ml	263	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		7%	OK!

Armatura minima richiesta in dir. Verticale	Afh_min	mmq/ml	252	
Armatura effettivamente adottata:	Afs	mmq	4524	OK!
Momento Resistente dir. Verticale	MR_v	kNm/ml	344	
Coefficiente di utilizzo	c.u.		6%	OK!

**VERIFICHE SLE-RARA**

Condizione di carico	fattori parziali per azioni	
	SLE-RARA	
Spinta del terreno		1.00
Spinta sovraccarichi accidentali		1.00
Spinta dovuta al sisma		0.00

Combinazioni SLE-RARA	Mx	My
Combinazione	kNm	kNm
SLE-RARA	13.0	14.2

Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	<b>19</b>
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	<b>16</b>
Tensione massima ammissibile	$\sigma_{s,max}$	MPa	360

**LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A****Calcolo e Verifica dei muri di risvolto**

coefficiente di utilizzo armature orizzontali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.	5%	OK!
coefficiente di utilizzo armature verticali - Stato limite limitazione tensioni	c.u.	4%	OK!

**VERIFICHE SLE-FREQUENTE**

<b>Condizione di carico</b>		<b>fattori parziali per azioni</b>		
		<b>SLE-FRE</b>		
Spinta del terreno		1.00		
Spinta sovraccarichi accidentali		0.75		
Spinta dovuta al sisma		0.00		
<b>Combinazioni SLE-FREQUENTE</b>		<b>Mx</b>	<b>My</b>	
<b>Combinazione</b>		<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	
<b>SLE-FRE</b>		10.2	11.5	
Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	15	
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	13	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.30	w2
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	$\sigma_{slim}$	MPa	222	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		7%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	$\sigma_{slim}$	MPa	204	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		6%	OK!

**VERIFICHE SLE-QUASI PERMANENTE**

<b>Condizione di carico</b>		<b>fattori parziali per azioni</b>		
		<b>SLE-QP</b>		
Spinta del terreno		1.00		
Spinta sovraccarichi accidentali		0.00		
Spinta dovuta al sisma		0.00		
<b>Combinazioni SLE-QUASI PERMANENTE</b>		<b>Mx</b>	<b>My</b>	
<b>Combinazione</b>		<b>kNm</b>	<b>kNm</b>	
<b>SLE-QP</b>		2.0	3.5	
Tasso di lavoro armature orizzontali	$\sigma_{sh}$	Mpa	3	
Tasso di lavoro armature verticali	$\sigma_{sv}$	Mpa	4	
valore limite di apertura delle fessure per armatura poco sensibile	wlim	mm	0.20	w1
Tensione limite ammissibile per barre f 20.0 (arm.orizzontale)	$\sigma_{slim}$	MPa	182	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		2%	OK!
Tensione limite ammissibile per barre f 24.0 (arm.verticale)	$\sigma_{slim}$	MPa	164	
coefficiente di utilizzo - Stato limite di apertura delle fessure	c.u.		2%	OK!

LAVORO: PO02 - SPALLA SU MICROPALI - SPALLA A  
Verifiche SLU per sollecitazioni taglianti

			Zattera - Mensola posteriore	Mfron	Paraghiaia	Mrisv_h	Mrisv_v	
<b>Sollecitazioni di calcolo</b>		<b>Var</b>	<b>unità</b>					
<b>Taglio di calcolo</b>		<b>V<sub>Ed</sub></b>	<b>kN</b>	<b>161.4</b>	<b>59.8</b>	<b>88.3</b>	<b>45.8</b>	<b>80.6</b>
<b>Dati</b>		<b>Var</b>	<b>unità</b>					
Resistenza a compressione cubica caratteristica	Rck	Mpa	40	40	40	40	40	
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	fck	Mpa	32	32	32	32	32	
Coefficiente parziale $\gamma_c$	$\gamma_c$		1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	
Coefficiente parziale $\alpha_{cc}$	$\alpha_{cc}$		0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	
Resistenza a compressione di calcolo	fcd	Mpa	18.1	18.1	18.1	18.1	18.1	
Tensione caratteristica di snervamento acciaio di armatura	fyk	Mpa	450	450	450	450	450	
tensione di calcolo acciaio	fywd	Mpa	391.3	391.3	391.3	391.3	391.3	
<b>Caratteristiche geometriche sezione</b>								
Altezza (porre = 0 in caso di sezione circolare)	H	m	1.00	1.05	0.30	0.30	0.30	
Larghezza/ Diametro	B	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Area calcestruzzo	Ac	m <sup>2</sup>	1.00	1.05	0.30	0.30	0.30	
Larghezza anima	bw	m	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
copriferro	c	m	0.069	0.081	0.076	0.062	0.084	
altezza utile della sezione	d	m	0.93	0.97	0.22	0.24	0.22	
<b>Compressione agente nella sezione</b>								
Sforzo normale di calcolo	N <sub>Ed</sub>	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
<b>Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio</b>								
Area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata								
	Asl	mmq	5309	5309	3142	3142	4524	
Coefficiente k	k	m	1.46	1.45	1.94	1.92	1.96	
vmin	vmin		0.4	0.3	0.5	0.5	0.5	
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_1$		0.00570	0.00548	0.01402	0.01320	0.02000	
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	Mpa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>430.5</b>	<b>439.3</b>	<b>185.8</b>	<b>190.6</b>	<b>203.4</b>
				<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
<b>Elementi con armature trasversali resistenti al taglio</b>								
<i>Verifica del conglomerato</i>								
Resistenza a taglio del conglomerato	V <sub>Rcd</sub>	kN	5064.6	5271.4	1218.6	1294.7	1175.0	
<i>Verifica dell'armatura trasversale</i>								
diametro staffe	fsw	mm	24	12	10	12	12	
passo staffe	scp	m	1.20	0.40	0.40	0.40	0.40	
numero di bracci	nb		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
Armatura a taglio (staffe)	Asw	mmq	1131	283	196	283	283	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	deg	90	90	90	90	90	
Inclinazione dei puntoni in cls rispetto all'asse della trave	$\theta$	deg	21.8	21.8	21.8	21.8	21.8	
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	kPa	0	0	0	0	0	
coefficiente alpha	$\alpha_c$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Resistenza a "taglio trazione"	V <sub>Rsd</sub>	kN	772.6	603.1	96.8	148.1	134.4	
Resistenza a "taglio compressione"	V <sub>Rcd</sub>	kN	2619.5	2726.4	630.3	669.6	607.7	
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>kN</b>	<b>772.6</b>	<b>603.1</b>	<b>96.8</b>	<b>148.1</b>	<b>134.4</b>
				<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## **18 ALLEGATO 8 – FONDAZIONI SU MICROPALIPALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL MICROPALIPALO SINGOLO PER CARICHI ASSIALI**

**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO- BUSTAMANTE&DOIX - A1 + M1 + R3**  
**LAVORO: MICROPALI DI FONDAZIONE SOTTOSTRUTTURE Dn200**

OPERA: PO02

**PARAMETRI GEOTECNICI MEDI**

Il carico limite di progetto viene determinato come:

$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$

in cui:

$R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ : Resistenza alla punta di progetto

$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ : Resistenza laterale di progetto

$R_{bk} = R_{bm} / \zeta$ : Resistenza alla punta caratteristica

$R_{sk} = R_{sm} / \zeta$ : Resistenza laterale caratteristica

$R_{bm} = Q_b$ : Resistenza media alla punta

$R_{sm} = Q_s$ : Resistenza media laterale

**RESISTENZA LATERALE**

**Terreni granulari ( $c = 0, \phi < 0$ )**

$Q_s = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$  con:

$D_s$  = diametro del bulbo

$L_s$  = lunghezza del bulbo

$q_s$  = attrito laterale unitario tra bulbo e terreno

il diametro del bulbo è correlato al diametro di perforazione attraverso:

$D_s = \alpha \times D_n$

con  $\alpha$  dipendente dal tipo di terreno e dalla modalità realizzativa dei micropali secondo la seguente tabella:

Terreno	Coefficiente $\alpha$	
	IRS	IGU
Ghiaie	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaie sabbiose	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbie ghiaiose	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbie grossolane	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie medie	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie fini	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie limose	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limi	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argille	1.8 - 2.0	1.2
Marne	1.8	1.1 - 1.2
Marne-Calcarei	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o frantumata	1.8	1.1 - 1.2
Rocce alterate o frantumate	1.2	1.1

IRS = Iniezioni ripetute e selettive

IGU = Iniezioni semplici

$q_s$  è pure dipendente dal tipo di terreno e dalla modalità realizzativa dei micropali in funzione di  $N_{spt}$  e/o dei risultati di prove pressiometriche (vedi i grafici a lato):

**RESISTENZA ALLA PUNTA**  $Q_b = 0.15 Q_s$

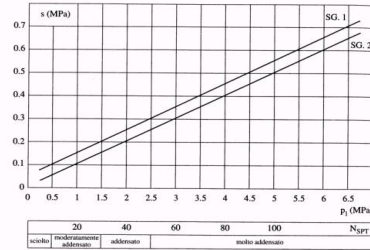
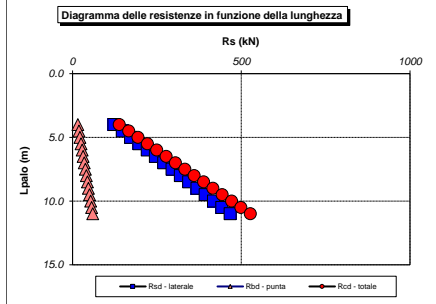


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

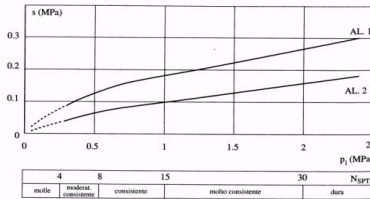


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

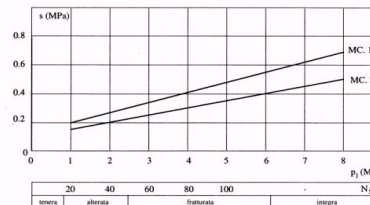


Fig. 13.18. Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

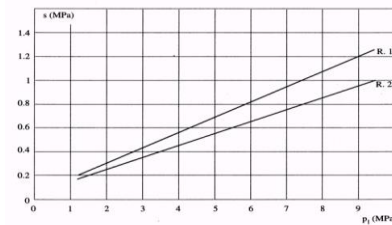


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e frantumate

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	unità	var
Diametro palo	m	0.24
Superficie laterale per lunghezza unitaria	mq	0.75

**AFFONDAMENTO TESTA PALO DA p.c.**

Q.T.P.	m	1.50
--------	---	------

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA INTRADOSSO FOND.)					COMBINAZIONE M1				
Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Mod	$\alpha$	$q_{sk}$ kPa	$\gamma_{sa}$	$q_{sd}$ kPa	$\alpha q_{sd}$ kPa
0	Strato inefficace	0.0	1.5	IGU	0.00	0.0	1.00	0.0	0.0
AL	Argilla Limosa	1.5	15.0	IGU	1.20	100.0	1.00	100.0	120.0

Mod = IGU - IRS

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**

COMBINAZIONE	COMPR		TRAZ	
	R3	R3		
coefficiente $\gamma_b$	1.35	-		
coefficiente $\gamma_s$	1.15	1.25		

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Numero di verticali indagate	3
coefficiente $c_{\zeta}$	1.60

Unità	z m	Lp (m)	a $q_{sd}$ kPa	Qs kN	Qp kN	COMPR			TRAZ
						Rsd kN	Rbd kN	Rcd kN	Rsd kN
0	1.5	0.0							
0	2.0	0.5	0.0	0	0	0	0	0	0
0	2.5	1.0	0.0	0	0	0	0	0	0
0	3.0	1.5	0.0	0	0	0	0	0	0
AL	3.5	2.0	120.0	45	7	25	3	28	23
AL	4.0	2.5	120.0	90	14	49	6	55	45
AL	4.5	3.0	120.0	136	20	74	9	83	68
AL	5.0	3.5	120.0	181	27	98	13	111	90
AL	5.5	4.0	120.0	226	34	123	16	139	113
AL	6.0	4.5	120.0	271	41	148	19	166	136
AL	6.5	5.0	120.0	317	48	172	22	194	158
AL	7.0	5.5	120.0	362	54	197	25	222	181
AL	7.5	6.0	120.0	407	61	221	28	250	204
AL	8.0	6.5	120.0	452	68	246	31	277	226
AL	8.5	7.0	120.0	498	75	270	35	305	249
AL	9.0	7.5	120.0	543	81	295	38	333	271
AL	9.5	8.0	120.0	588	88	320	41	360	294
AL	10.0	8.5	120.0	633	95	344	44	388	317
AL	10.5	9.0	120.0	679	102	369	47	416	339
AL	11.0	9.5	120.0	724	109	393	50	444	362
AL	11.5	10.0	120.0	769	115	418	53	471	385
AL	12.0	10.5	120.0	814	122	443	57	499	407
AL	12.5	11.0	120.0	860	129	467	60	527	430
AL	13.0	11.5	120.0	905	136	492	63	555	452
AL	13.5	12.0	120.0	950	143	516	66	582	475

ALLINEAMENTO	Lp (m)	Nmax kN	Nmin kN	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Rsd (kN)	c.u. COMPR	c.u. TRAZ
SPALLE	11	371	-80	467	60	527	430	70%	19%

**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO- BUSTAMANTE&DOIX - A1 + M1 + R3**  
**LAVORO: MICROPALI DI FONDAZIONE SOTTOSTRUTTURE Dn200**

OPERA: **PO02**

**PARAMETRI GEOTECNICI MINIMI**

Il carico limite di progetto viene determinato come:  
 $R_{cd} = R_{bd} + R_{sd}$   
 in cui:  
 $R_{bd} = R_{bk} / \gamma_b$ : Resistenza alla punta di progetto  
 $R_{sd} = R_{sk} / \gamma_s$ : Resistenza laterale di progetto  
 $R_{bk} = R_{bm} / \zeta$ : Resistenza alla punta caratteristica  
 $R_{sk} = R_{sm} / \zeta$ : Resistenza laterale caratteristica  
 $R_{bm} = Q_b$ : Resistenza media alla punta  
 $R_{sm} = Q_s$ : Resistenza media laterale

**RESISTENZA LATERALE**  
**Terreni granulari ( $c = 0, \phi < 0$ )**

$Q_s = \pi \times D_s \times L_s \times q_s$  con:

$D_s$  = diametro del bulbo  
 $L_s$  = lunghezza del bulbo  
 $q_s$  = attrito laterale unitario tra bulbo e terreno

il diametro del bulbo è correlato al diametro di perforazione attraverso:

$D_s = \alpha \cdot D_n$   
 con  $\alpha$  dipendente dal tipo di terreno e dalla modalità realizzativa dei micropali secondo la seguente tabella:

Terreno	Coefficiente $\alpha$	
	IRS	IGU
Ghiaie	1.8	1.3 - 1.4
Ghiaie sabbiose	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Sabbie ghiaiose	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Sabbie grossolane	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie medie	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie fini	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Sabbie limose	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limi	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argille	1.8 - 2.0	1.2
Marne	1.8	1.1 - 1.2
Marne-Calcarei	1.8	1.1 - 1.2
Arenaria alterata o frantumata	1.8	1.1 - 1.2
Rocce alterate o frammentate	1.2	1.1

IRS = Iniezioni ripetute e selettive  
 IGU = Iniezioni semplici

$q_s$  è pure dipendente dal tipo di terreno e dalla modalità realizzativa dei micropali in funzione di  $N_{spt}$  e/o dei risultati di prove pressiometriche (vedi i grafici a lato):

**RESISTENZA ALLA PUNTA**  $Q_b = 0.15 Q_s$

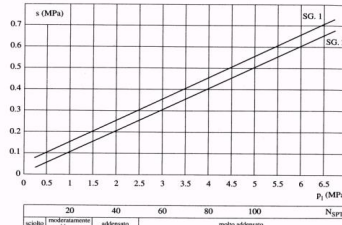
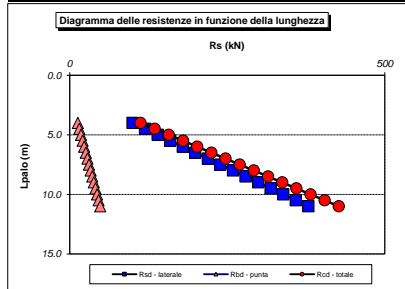


Fig. 13.16. Abaco per il calcolo di s per sabbie e ghiaie

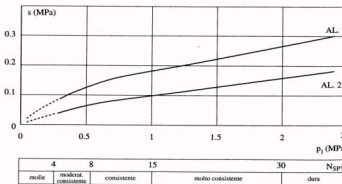


Fig. 13.17. Abaco per il calcolo di s per argille e limi

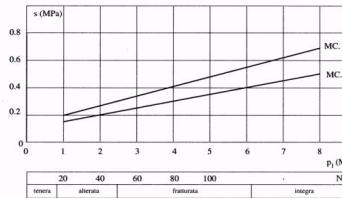


Fig. 13.18. Abaco per il calcolo di s per gessi, marne, marne calcaree

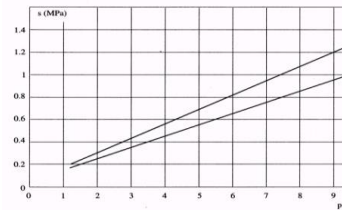


Fig. 13.19. Abaco per il calcolo di s per rocce alterate e frantumate

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	unità	var
Diametro palo	m	0.24
Superficie laterale per lunghezza unitaria	mq	0.75

**AFFONDAMENTO TESTA PALO DA p.c.**

Q.T.P.	m	1.50
--------	---	------

N.B. Per palo che emerge da p.c. valore negativo

**STRATIGRAFIA DI PROGETTO (DA INTRADOSSO FOND.)**

COMBINAZIONE **M1**

Unità n.	DESCRIZIONE	DA m	A m	Mod	$\alpha$	$q_{sk}$ kPa	$\gamma_{qs}$	$q_{sd}$ kPa	$\alpha q_{sd}$ kPa
0	Strato inefficace	0.0	1.5	IGU	0.00	0	1.00	0.0	0.0
AL	Argilla Limosa	1.5	15.0	IGU	1.20	75	1.00	75.0	90.0

Mod = IGU - IRS

**COEFFICIENTI PARZIALI RESISTENZE CARATTERISTICHE**

COMBINAZIONE	COMPR	TRAZ
	R3	R3
coefficiente $\gamma_b$	1.35	-
coefficiente $\gamma_s$	1.15	1.25

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Numero di verticali indagate	3
coefficiente $\zeta_s$	1.48

Unità	z m	Lp (m)	a $q_{sd}$ kPa	Qs kN	Qp kN	COMPR			TRAZ
						Rsd kN	Rbd kN	Rcd kN	Rsd kN
0	1.5	0.0							
0	2.0	0.5	0.0	0	0	0	0	0	0
0	2.5	1.0	0.0	0	0	0	0	0	0
0	3.0	1.5	0.0	0	0	0	0	0	0
AL	3.5	2.0	90.0	34	5	20	3	22	18
AL	4.0	2.5	90.0	68	10	40	5	45	37
AL	4.5	3.0	90.0	102	15	60	8	67	55
AL	5.0	3.5	90.0	136	20	80	10	90	73
AL	5.5	4.0	90.0	170	25	100	13	112	92
AL	6.0	4.5	90.0	204	31	120	15	135	110
AL	6.5	5.0	90.0	238	36	140	18	157	128
AL	7.0	5.5	90.0	271	41	159	20	180	147
AL	7.5	6.0	90.0	305	46	179	23	202	165
AL	8.0	6.5	90.0	339	51	199	25	225	183
AL	8.5	7.0	90.0	373	56	219	28	247	202
AL	9.0	7.5	90.0	407	61	239	31	270	220
AL	9.5	8.0	90.0	441	66	259	33	292	238
AL	10.0	8.5	90.0	475	71	279	36	315	257
AL	10.5	9.0	90.0	509	76	299	38	337	275
AL	11.0	9.5	90.0	543	81	319	41	360	293
AL	11.5	10.0	90.0	577	87	339	43	382	312
AL	12.0	10.5	90.0	611	92	359	46	405	330
AL	12.5	11.0	90.0	645	97	379	48	427	348
AL	13.0	11.5	90.0	679	102	399	51	450	367
AL	13.5	12.0	90.0	713	107	419	53	472	385

ALLINEAMENTO	Lp (m)	Nmax kN	Nmin kN	Rsd (kN)	Rbd (kN)	Rcd (kN)	Rsd (kN)	c.u.	c.u.
								COMPR	TRAZ
<b>SPALLE</b>	<b>11</b>	<b>371</b>	<b>-80</b>	379	48	427	348	87%	23%



Intervento:

NUOVO COLLEGAMENTO STRADALE TRA LA TANGENZIALE  
SUD DI VICENZA E LA VIABILITÀ ORDINARIA DEI COMUNI DI  
ARCUGNANO E ALTAVILLA IN PROVINCIA DI VICENZA

Livello progettazione  
PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato

ARCUGN-VNHT-SBR-S0\_ML-VI02\_Z-TR-CB-0001

## **19 ALLEGATO 9 – FONDAZIONI SU MICROPALI – VERIFICHE SLU DI COLLASSO PER CARICO LIMITE DEL MICROPALO SINGOLO E DELLA PALIFICATA PER CARICHI TRASVERSALI**

**LAVORO: PO02** **OPERA: SPALLE**  
**RESISTENZA DI UN MICROPALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI** **ALLINEAMENTI:**

Il valore di progetto Rcd della Resistenza di pali soggetti a carichi trasversali Rtr,d è pari a:

Rtr,d = Rtr,k / γT: Resistenza ai carichi trasversali di progetto  
 Rtr,k = Min [(Rtr,cal)media / ξ3; (Rtr,cal)min / ξ4] Resistenza ai carichi trasversali caratteristica  
 Rtr,calc = Hlim: Resistenza ai carichi trasversali di calcolo

Il coefficiente parziale γT per verifiche SLU di pali soggetti ad azioni trasversali è pari a:

Coefficiente parziale (R3) γT 1.30

La resistenza ai carichi trasversali di calcolo è valutata in accordo a Broms (1984):

**Terreni coesivi:**  
 palo corto: Hlim = 9 cu D (L - 1.5 D)  
 palo intermedio: Hlim = -9 cu D<sup>2</sup> (L/D + 1.5) + 9 cu D<sup>2</sup> (2 (L/D)<sup>2</sup> + 4/9 My / (cu D<sup>3</sup>) + 4.5)<sup>0.5</sup>  
 palo lungo: Hlim = -13.5 cu D<sup>2</sup> + cu D<sup>2</sup> (182.25 + 36 My / (cu D<sup>3</sup>))<sup>0.5</sup>

**Terreni incoerenti:**  
 palo corto: Hlim = 1.5 L<sup>2</sup> Kp γ' D  
 palo intermedio: Hlim = 0.5 L<sup>2</sup> Kp γ' D + My / L  
 palo lungo: Hlim = Kp γ' D<sup>3</sup> ((3.681 My / (Kp γ' D<sup>4</sup>))<sup>2</sup>)<sup>1/3</sup>

I Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate sono dati dalla seguente tabella

n. Vert.	1	2	3	4	5	7	10
ξ3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL MICROPALO**

Diametro di perforazione	D	m	0.24
Lunghezza minima del micropalo	L	m	11.00

**FATTORI DI CORRELAZIONE RESISTENZA CARATTERISTICA**

Numero delle verticali indagate spinte a profondità superiore della lunghezza dei pali	3
coefficiente ξ3	1.60
coefficiente ξ4	1.48

**PARAMETRI GEOTECNICI**

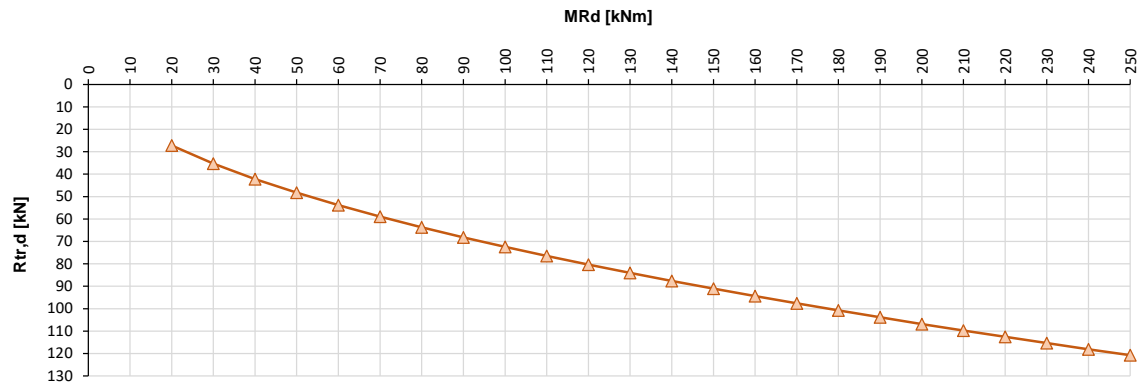
DESCRIZIONE	TERRENI COESIVI		TERRENI INCOERENTI					
	cu,med kPa	cu,min kPa	γ',med kN/m <sup>3</sup>	φ',med deg	kp,med	γ',min kN/m <sup>3</sup>	φ',min deg	kp,min
	55.0	30.0			1.00			1.00

\* Per terreni incoerenti impostare cu,med = cu,min = ""

My=MRd (kNm)	PARAMETRI MEDI					PARAMETRI MINIMI					Rtr,d (kN)
	palo corto		palo intermedio		palo lungo	palo corto		palo intermedio		palo lungo	
	Hlim1,med (kN)	Hlim2,med (kN)	Hlim3,med (kN)	Hlim (kN)	Rtr,d,med (kN)	Hlim1,min (kN)	Hlim2,min (kN)	Hlim3,min (kN)	Hlim (kN)	Rtr,d,min (kN)	
20	1264	502	64	64	31	689	275	52	52	27	27
30	1264	503	84	84	40	689	276	68	68	35	35
40	1264	505	102	102	49	689	278	81	81	42	42
50	1264	506	117	117	56	689	279	93	93	48	48
60	1264	507	131	131	63	689	280	104	104	54	54
70	1264	508	145	145	70	689	281	113	113	59	59
80	1264	510	157	157	75	689	283	123	123	64	64
90	1264	511	168	168	81	689	284	131	131	68	68
100	1264	512	179	179	86	689	285	139	139	72	72
110	1264	514	190	190	91	689	287	147	147	76	76
120	1264	515	200	200	96	689	288	155	155	80	80
130	1264	516	209	209	101	689	289	162	162	84	84
140	1264	517	219	219	105	689	290	169	169	88	88
150	1264	519	228	228	109	689	292	175	175	91	91
160	1264	520	236	236	114	689	293	182	182	94	94
170	1264	521	245	245	118	689	294	188	188	98	98
180	1264	523	253	253	122	689	295	194	194	101	101
190	1264	524	261	261	125	689	297	200	200	104	104
200	1264	525	268	268	129	689	298	206	206	107	107
210	1264	526	276	276	133	689	299	211	211	110	110
220	1264	528	283	283	136	689	300	217	217	113	113
230	1264	529	291	291	140	689	302	222	222	115	115
240	1264	530	298	298	143	689	303	227	227	118	118
250	1264	531	305	305	146	689	304	232	232	121	121

**LAVORO: PO02****RESISTENZA DI UN MICROPALO SOGGETTO AD AZIONI TRASVERSALI****OPERA:****SPALLE****ALLINEAMENTI:**

**Resistenza di progetto del micropalo singolo alle azioni trasversali  
Palo impedito di ruotare in testa (incastro)**



ALLINEAMENTO	MICROPALO SINGOLO				PALIFICATA							
	My (kNm)	Rtr,d (kN)	Ftr,d (kN)	c.u.1	My (kNm)	Rtr,d1 (kN)	npali	$\eta$ (%)	Rtr,dgr (kN)	Ftr,dgr (kN)	c.u.gr	
SPA	89	64	50.0	78%	89	64	8	80%	408	400.0	98%	