

PROVINCIA REGIONALE DI AGRIGENTO

LAVORI OCCORRENTI PER IL RADDOPPIO DELLA
CARREGGIATA DELLA S.S.640 “DI PORTO EMPEDOCLE”
TRATTO RICADENTE NEL TERRITORIO DELLA PROVINCIA DI
AGRIGENTO COMPRESO TRA I KM 10 + 200 E 44 + 000

PROGETTO DEFINITIVO

CAVALCAVIA 5.1 – SVINCOLO S.S.626

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. GENERALITA'	6
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	6
1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
1.3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI	9
1.3.1. CLASSI DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE.....	9
1.3.2. COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	11
1.3.3. CARATTERISTICHE DEI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO.....	12
1.3.4. CARATTERISTICHE DELLE MISCELE	13
2. CALCOLO DELL'IMPALCATO	14
2.1. GEOMETRIA DELLE STRUTTURE	14
2.2. ANALISI DEI CARICHI	14
2.2.1. PESO PROPRIO STRUTTURA (G1) E CARICHI PERMANENTI (G2).....	14
2.2.2. CARICHI MOBILI (Q1)	15
2.2.3. INCREMENTO DINAMICO (Q ₂).....	15
2.2.4. RITIRO DIFFERENZIALE DELLA SOLETTA	16
2.3. MODELLAZIONE DELLE AZIONI.....	16
2.4. MODELLAZIONE DEI MATERIALI.....	17
2.5. TIPO DI ANALISI.....	17
2.6. MODELLAZIONE DEI CARICHI	20
2.7. RISULTATI DELL'ANALISI	20
2.7.1. VERIFICA SOMMARIA DEI RISULTATI	26
2.8. VERIFICHE DI RESISTENZA	27
2.8.1. TRAVI IN C.A.P.	27
2.8.2. ZONE DI APPOGGIO.....	28
2.8.3. CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	28
2.9. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	31
2.10. SINTESI DELLE VERIFICHE.....	34
2.10.1. TENSIONI DI RIFERIMENTO AMMISSIBILI.....	34
2.11. TENSIONI DI LAVORO	34
2.11.1. VERIFICA A ROTTURA DELLE SEZIONI IN C.A.P.....	40
2.11.1.1. Premessa	40
2.11.1.2. Caratteristiche della sezione c.a.p. pressoinflessa	40
2.11.1.3. Determinazione del momento limite ultimo	41
2.11.1.4. Diagramma dei momenti limite	41

2.11.2. VERIFICA DELLE SEZIONI AGLI APPOGGI	43
3. CALCOLO DELLA SOLETTA DI IMPALCATO	45
3.1. SBALZI DELLA SOLETTA.....	45
4. CALCOLO APPARECCHI DI APPOGGIO	50
4.1. LO SCHEMA DI VINCOLO	50
4.2. AZIONI AGENTI.....	50
4.2.1. AZIONE DEL SISMA NELLA DIREZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	50
4.3. DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO	51
4.3.1. AZIONE SISMICA ORIZZONTALE TRASVERSALE	51
4.3.2. AZIONE VERTICALE.....	52
4.3.3. RIEPILOGO DELLE PROPRIETÀ DEI DISPOSITIVI.....	52
5. VERIFICA A TRAZIONE DELL' ARMATURA LONGITUDINALE DELLA SOLETTA	54
6. CALCOLO DELLA PILA.....	55
6.1. ANALISI DEI CARICHI	56
6.2. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	57
6.3. VERIFICA DELLE ARMATURE.....	58
7. SPALLA 1	60
7.1.1. SCHEMA STATICO E GEOTECNICO ADOTTATO.....	60
7.2. CALCOLO DELLE AZIONI SULLE SPALLE.....	60
7.2.1. AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO	60
7.2.2. SPINTA STATICA DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO	61
7.2.3. SPINTA STATICA DEI SOVRACCARICHI SUL TERRENO DI RIEMPIMENTO.....	61
7.2.4. SPINTA SISMICA DEL TERRENO	61
7.2.5. FORZE D'INERZIA DELLA SPALLA E DEL TERRAPIENO	62
7.2.6. COMBINAZIONI DI CARICO	62
7.3. CALCOLO SPALLA 1.....	64
7.3.1. DATI GEOMETRICI DI CALCOLO.....	64
7.3.2. CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	65
7.3.3. CALCOLO DELLE SPINTE E DELLE FORZE INERZIALI	65
7.3.4. VERIFICA SEZIONI DEL PARAMENTO E DEL PARAGHIAIA	67

7.3.5. CALCOLO DELLE AZIONI SULLA ZATTERA E SUI PALI	68
7.3.6. VERIFICA DELLA ZATTERA	68
8. SPALLA 2	70
8.1. CALCOLO SPALLA 2.....	70
8.1.1. DATI GEOMETRICI DI CALCOLO.....	70
8.1.2. CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	71
8.1.3. CALCOLO DELLE SPINTE E DELLE FORZE INERZIALI	71
8.1.4. VERIFICA SEZIONI DEL PARAMENTO E DEL PARAGHIAIA	73
8.1.5. CALCOLO DELLE AZIONI SULLA ZATTERA E SUI PALI	73
8.1.6. VERIFICA DELLA ZATTERA	75
8.1.7. VERIFICA GEOTECNICA DEI PALI E DELLA PALIFICATA.....	75
8.1.8. VERIFICA DELLA SEZIONE DEI PALI	76
9. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE DELLA PILA.....	77
9.1. METODI DI CALCOLO	77
9.1.1.1. Scarichi sui pali	77
9.1.1.2. Portanza per carichi verticali	77
9.1.1.3. Resistenza alle azioni orizzontali	79
9.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI	81
9.3. ANALISI DEI CARICHI	82
9.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	85
9.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	86
9.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI	88
9.7. TIPO DI ANALISI.....	90
9.8. VERIFICA DELLE SEZIONI	93
9.8.1. COMBINAZIONE AI.....	93
9.8.1.1. Dati	93
9.8.1.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	94
9.8.2. COMBINAZIONE AII(N).....	95
9.8.2.1. Dati	95
9.8.2.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	95
9.8.3. COMBINAZIONE AII(ML).....	97
9.8.3.1. Dati	97
9.8.3.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	97
9.8.4. COMBINAZIONE AII(MT).....	98
9.8.4.1. Dati	98

9.8.4.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	99
9.8.5. COMBINAZIONE AV(T).....	100
9.8.5.1. Dati.....	100
9.8.5.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	100
9.8.6. COMBINAZIONE AV(L).....	101
9.8.6.1. Dati.....	101
9.8.6.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	102
10. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE DELLA SPALLA	104
10.1. METODI DI CALCOLO	104
10.1.1.1. Scarichi sui pali	104
10.1.1.2. Portanza per carichi verticali	104
10.1.1.3. Resistenza alle azioni orizzontali	106
10.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI	108
10.3. ANALISI DEI CARICHI	109
10.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE	111
10.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	112
10.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI	114
10.7. TIPO DI ANALISI.....	116
10.8. VERIFICA DELLE SEZIONI	117
10.8.1. COMBINAZIONE STATICA	117
10.8.1.1. Dati	117
10.8.1.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	118
10.8.2. COMBINAZIONE DINAMICA	119
10.8.2.1. Dati	119
10.8.2.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili.....	119

1. GENERALITA'

Nel corso della trattazione si affronteranno dapprima i problemi connessi con il dimensionamento degli elementi strutturali principali dell'impalcato, e poi quelli relativi alle spalle, alle pile ed alle corrispondenti fondazioni profonde su pali, relativo alla cavalcavia in c.a.p. dello svincolo 5, la cui realizzazione è prevista nell'ambito dei lavori occorrenti per il raddoppio della carreggiata della S.S. 640 "di Porto Empedocle".

1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcavia ha una larghezza di 12,50 m e si estende su 2 campate, lunghe entrambe 30,50 m. L'impalcato ha un sistema costruttivo in c.a.p. con travi prefabbricate precomprese a fili aderenti e sovrastante soletta continua di completamento in c.a. ordinario solidale alle travi al fine di costituire, a getto avvenuto, una sezione reagente pluricellulare. L'impalcato è completato da traversi di testata, disposti in asse con gli appoggi di pila e spalla, aventi una larghezza di 40 cm. Le travi sono semplicemente appoggiate alle estremità.

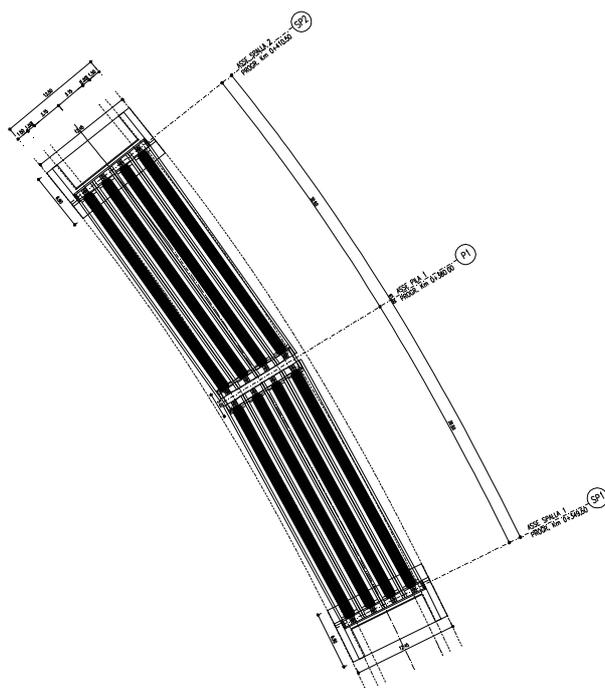


Figura 1.1: Planimetria opera

La sezione resistente delle spalle è di tipo pluricellulare e le rende idonee ad assorbire le azioni sismiche longitudinali.

Nella figura sottostante si riporta la sezione corrente dell'impalcato.

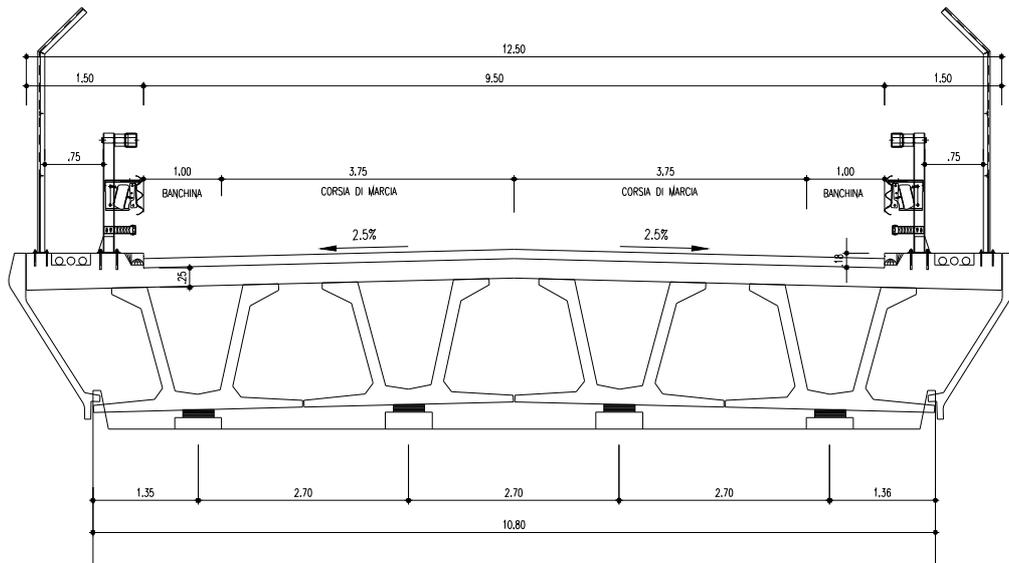


Figura 1.2: Sezione corrente dell'impalcato

Le caratteristiche geometriche della sezione sono riportate nella figura seguente.

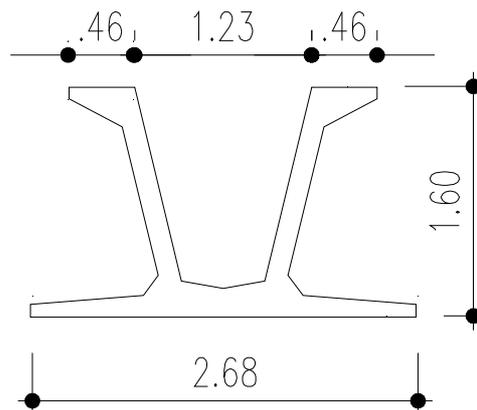


Figura 1.3: Sezione trave

1.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture considerando, per quanto riguarda la classificazione sismica, quanto stabilito dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 Marzo 2003. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

- Circolare Min. LL.PP. 14 Febbraio 1974 n°11951 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione;
- Circolare Min. LL.PP. 9 Gennaio 1980 n°20049 – Legge 5-11-1971, n°1086 – Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato;
- Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C. – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 Gennaio 1996;
- Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996, n. 156AA.GG./STC – Istruzione per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996;
- Circolare n°27996 del 31 Ottobre 1986 del Ministero dei LL.PP. - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. – Servizio Tecnico Centrale – istruzioni tecniche sul calcestruzzo strutturale – Bozza provvisoria;
- D.M. 14 Febbraio 1992 - Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche;
- D.M. 16 Gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi;
- Circolare LL.PP. 37406/STC del 24 giugno 1993 “Legge 5 Nov. 1971” n. 1086 - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14.02.1992;
- Legge 2 Febbraio 1974, n°64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. Ministero LL.PP. del 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;
- Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 n°65 – Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996”;
- Circolare Min. LL.PP. 5 Marzo 1985 n°25882 – Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica. Istruzioni – coefficiente di protezione sismica I;
- D.M. 11 Marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, la esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

- Circolare Min. LL. PP. Del 24 Settembre 1988 n° 30483 – L. 2 febbraio 1974, n. 64 – art. 1 D.M. 11 marzo 1988 – Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Maggio 1990: “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione la esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali”.
- Circolare 34233 del 25 Febbraio 1991 del Ministero dei Lavori pubblici, Presidenza del consiglio, Servizio tecnico Centrale: “Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.
- CNR 10012-85 - Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni;
- CNR 10024-86 – Analisi di strutture mediante elaboratore: Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

1.3. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

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

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

1.3.1. Classi di esposizione ambientale

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

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

Classe	Ambiente di esposizione		Esempi di condizioni ambientali
1 – Nessun rischio di corrosione delle armature o di attacco al calcestruzzo	X0	molto secco	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa
2 – Corrosione delle armature indotta da carbonatazione del calcestruzzo	XC1	secco	Interni di edifici con umidità relativa bassa
	XC2	bagnato, raramente secco	Parti di strutture di contenimento liquidi; fondazioni
	XC3	umidità moderata	Interni di edifici con umidità da moderata ad alta; calcestruzzo all'esterno riparato dalla pioggia
	XC4	ciclicamente secco e bagnato	Superfici soggette a contatto con acqua non comprese nella classe XC2
3 – Corrosione indotta dai cloruri, esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare	XD1	umidità moderata	Superfici esposte a spruzzi diretti d'acqua contenente cloruri
	XD2	bagnato, raramente secco	Piscine; calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
	XD3	ciclicamente secco e bagnato	Parti di ponti; pavimentazioni; parcheggi per auto
4 – Corrosione indotta dai cloruri dell'acqua di mare	XS1	esposizione alla salsedine marina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture sulla costa o in prossimità
	XS2	sommerse	Parti di strutture marine
	XS3	nelle zone di maree, nelle zone soggette a spruzzi	Parti di strutture marine
5 – Attacco da cicli di gelo/disgelo, con o senza sali disgelanti	XF1	grado moderato di saturazione, in assenza di agenti disgelanti	Superfici verticali esposte alla pioggia e al gelo
	XF2	grado moderato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali di opere stradali esposte al gelo e ad agenti disgelanti nebulizzati nell'aria
	XF3	grado elevato di saturazione, in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali esposti alla pioggia e al gelo
	XF4	grado elevato di saturazione, in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali e orizzontali esposte al gelo e a spruzzi d'acqua contenenti sali disgelanti
6 – Attacco chimico	XA1	aggressività debole	
	XA2	aggressività moderata	
	XA3	aggressività forte	

Tabella 1.1: Classi di esposizioni secondo [8]

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0.65	0.60	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45	0.55	0.55	0.50	0.45	0.55	0.50	0.45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	-	-	-	
Altri requisiti													Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ^{b)}		

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate confrontando ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di SO₄²⁻ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.

Tabella 1.2-Requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione

Le resistenze caratteristiche R_{ck} di tabella 1.2 sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati nella tabella 1.1. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di 280 kg/m^3 . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di R_{ck} e a/c di tabella "Caratteristiche del calcestruzzo" può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Facendo riferimento alla tabella 1.1, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

Pali, Plinti di fondazione Spalle e Pile.....	XC2;
Elevazione Spalle e Pile, muri d'ala, Paraghiaia e Baggioli.....	XF1;
Traversi gettati in opera.....	XF1;
Soletta di impalcato.....	XF2.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Pali, Plinti di fondazione Spalle e Pile.....	R_{ck} 30	N/mm ² ;
Elevazione Spalle e Pile, muri d'ala, Paraghiaia e Baggioli.....	R_{ck} 37	N/mm ² ;
Traversi gettati in opera e soletta d'impalcato.....	R_{ck} 37	N/mm ² ;
Travi prefabbricate.....	R_{ck} 55	N/mm ² .

Acciaio per armature di tipo FeB 44k controllato in stabilimento

Modulo di elasticità di Joung (E).....	210.000	N/mm ²
Tensione ammissibile a compressione e trazione: σ_t	255	N/mm ²

Acciaio armonico stabilizzato per trefoli da 0,6"

Modulo di elasticità di Joung..... E	200000	N/mm ²
Soglia di rottura: f_{ptk}	1.770	N/mm ²
Soglia all'1% residuo:..... f_{p1k}	1.570	N/mm ²

1.3.2. Copriferro minimo e copriferro nominale

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

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

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati in tabella 1.3. La tolleranza di posizionamento delle armature h , nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. In breve sarà:

Pali di fondazione per spalle e pile:	c	60mm;
Plinti di fondazione spalle e pile	c	40mm;
Elevazione spalle e muri d'ala	c	40mm;
Travi prefabbricate in c.a.p. armatura precompressa.	c	40mm;
Travi prefabbricate in c.a.p. armatura ordinaria.....	c	30mm;
Soletta impalcato: estradosso.....	c	30mm;
Soletta impalcato: intradosso	c	30mm.

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

Tabella 1.3 – Copriferro minimo e classi di esposizione

1.3.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

Cemento

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

Acqua d'impasto

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

Aggregati

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1^a della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate

in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

1.3.4. Caratteristiche delle miscele

Granulometria degli aggregati

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

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

Dimensione massima nominale dell'aggregato

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

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

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

Rapporto acqua/cemento

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

2. CALCOLO DELL'IMPALCATO

2.1. GEOMETRIA DELLE STRUTTURE

In questo paragrafo si descriveranno schematicamente le caratteristiche geometriche delle principali strutture costituenti l'impalcato in oggetto che sono riassunte nella tabella che segue.

GEOMETRIA DELL'IMPALCATO	
Larghezza impalcato	12,50 m
Larghezza carreggiata	9,50 m
Larghezza cordolo sx	1,50 m
Larghezza cordolo dx	1,50 m
Spessore cordolo sx	0,18 m
Spessore cordolo dx	0,18 m
Spessore soletta di completamento	0,25 m
Spessore pavimentazione stradale	0,12 m
Spessore medio di ricarica	0,00 m
Lunghezza impalcato	31,50 m
Lunghezza della trave	30,92 m
Luce di calcolo delle travi	30,12 m
Numero di travi	4 cad
Larghezza traverso di testata	0,40 m
Altezza traverso di testata	1,50 m

Vista la tipologia di travi adottate (cassoncini accostati) non si rendono necessari traversi di campata, ma sono realizzati soltanto due traversi in corrispondenza degli appoggi.

2.2. ANALISI DEI CARICHI

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

I carichi permanenti agenti sull'opera ed il peso proprio delle strutture, sono stati determinati adottando i pesi specifici dei materiali riportati nella tabella che segue.

Pesi unitari dei materiali	
Peso specifico Calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Peso specifico Sovrastruttura stradale	4,00 kN/m ²
Peso dei securvia	1,60 kN/m
Peso elementi di finitura	13,50 kN/m
Peso specifico materiale ricarica	19,00 kN/m ³
Peso specifico del rilevato	19,00 kN/m ³

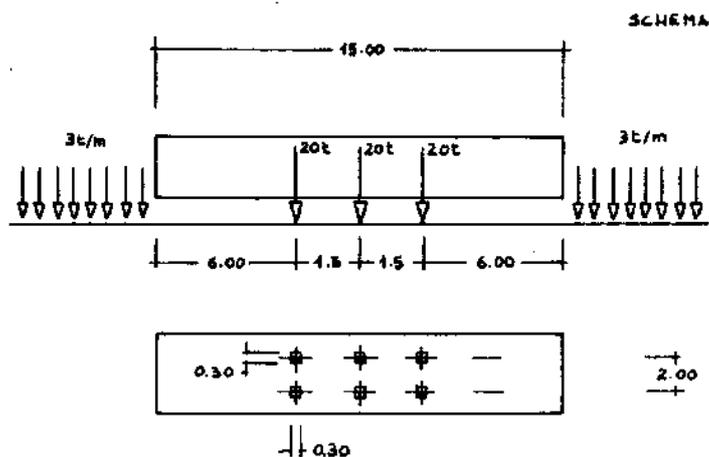
Tabella 2.1-Pesi unitari dei materiali-

Si calcolano quindi i carichi agenti su ogni singola nonché il peso totale dell'impalcato.

Analisi dei carichi per trave	
Peso proprio trave	23,47 kN/m/trave
	0,00 kN/m/trave
	0,00 kN/m/trave
Soletta di completamento	19,53 kN/m/trave
Cordoli	3,38 kN/m/trave
Elementi di finitura	3,38 kN/m/trave
Massicciata stradale	9,50 kN/m/trave
Securvia	0,40 kN/m/trave
Totale sovraccarichi permanenti	
	16,65 kN/m/trave
PESO TOTALE DELL'IMPALCATO	
	7.836,76 kN

2.2.2. Carichi mobili (q_1)

Si sono adottati i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti stradali di prima categoria. I carichi vanno applicati su una corsia avente un ingombro trasversale stabilito in 3,50m.



Schema dei carichi mobili

Carico q_{1a} : mezzo convenzionale a tre assi:	600	kN
Carico q_{1b} : carico ripartito:	30	kN/m
Carico q_{1c} : folla compatta sui marciapiedi:	4	kN/m ²

Il carico di tipo q_1 andrà disposto al 100% soltanto sulla prima colonna di carico; sulla seconda esso viene considerato al 50%, mentre sulla terza e tutte le successive al 35%.

2.2.3. Incremento dinamico (q_2)

Il coefficiente dinamico viene calcolato con la seguente relazione:

$$\phi = 1,4 - \frac{(L-10)}{150} \text{ per } L > 10\text{m};$$

$$\phi = 1,4 \text{ per } L \leq 10;$$

$$\phi = 1 \text{ per } L \geq 70;$$

Pertanto si ha che il fattore di incremento dinamico dei carichi mobili vale 1,27.

I carichi mobili sono stati inseriti con il proprio valore nominale, per contemplare l'effetto dell'incremento dinamico, nelle combinazioni di carico, si è utilizzato un coefficiente di combinazione pari proprio a tale fattore.

2.2.4. Ritiro differenziale della soletta

Le forze agenti all'interno della struttura per effetto del ritiro differenziale della soletta di completamento, vengono calcolate partendo dalla ipotesi che, al momento del getto della soletta, il ritiro sulle travi prefabbricate sia già parzialmente scontato; pertanto solamente una parte del ritiro della soletta è considerato agente come ritiro differenziale.

Queste forze saranno applicate considerando che lo schema vincolare della struttura al momento dell'applicazione del carico della soletta è di trave isostatica semplicemente appoggiata alle estremità.

Il momento flettente agente sulla struttura è considerato positivo in quanto determina trazione nelle fibre inferiori della trave, lo sforzo normale, essendo di compressione, è assunto di segno negativo.

Lo sforzo normale da ritiro, positivo in quanto di trazione, sarà considerato agente sulla sola sezione della soletta di completamento, mentre le reazioni comprendenti lo sforzo normale di compressione ed il momento rispetto al baricentro della sezione completa, saranno considerate agenti sullo schema strutturale definitivo.

2.3. MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Sulla base delle analisi dei carichi eseguite, i carichi mobili sono stati applicati in diverse posizioni, al fine di determinare le massime sollecitazioni per gli elementi strutturali costituenti il manufatto.

Il programma utilizzato per la risoluzione del modello, nei confronti del treno di carichi previsto dalla normativa italiana, esegue il calcolo delle linee di influenza determinando quindi le configurazioni di carico tali da massimizzare tutte le sollecitazioni su ogni singolo elemento costituente l'impalcato (travi e soletta).

Tutti i carichi descritti sono stati combinati secondo quanto stabilito dalla normativa. Considerando che per il calcolo delle strutture dell'impalcato (soletta e travi principali) sono significative soltanto le forze verticali, il gruppo di combinazioni considerato per la determinazione delle massime sollecitazioni di progetto è:

- **AII:** $g_1+g_2+q_1+q_2$.

Il gruppo AV (combinazione sismica) è comunque poco significativo per l'impalcato in quanto gli effetti flessionali determinati dai carichi mobili, sono sicuramente più gravosi rispetto a quelli determinati dalle forze sismiche.

2.4. MODELLAZIONE DEI MATERIALI

Considerando che la verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita secondo il metodo delle tensioni ammissibili, il diagramma costitutivo del calcestruzzo è del tipo lineare perfettamente elastico con valore massimo della tensione pari al valore ammissibile. Un diagramma perfettamente simile è stato assunto per l'acciaio delle armature.

Il calcolo dei momenti flettenti resistenti è stato eseguito basandosi sull'ipotesi fondamentale che le sezioni, durante le deformazioni, si mantengono piane; vista la proporzionalità tra le deformazioni e le tensioni, le distribuzioni delle tensioni lungo le sezioni saranno quindi di tipo triangolare. Nel caso delle travi prefabbricate con getto di completamento eseguito in opera, a causa della differente caratteristica di resistenza del calcestruzzo adottato, si è proceduto, nelle verifiche di resistenza, ad omogeneizzare i materiali mediante un coefficiente pari al rapporto tra i moduli di resistenza del calcestruzzo di completamento e di quello delle travi prefabbricate.

2.5. TIPO DI ANALISI

L'analisi dell'impalcato, ai fini del calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche della sollecitazione dovute ai carichi mobili, è stata eseguita utilizzando un software per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

L'impalcato è stato analizzato discretizzando tutti gli elementi strutturali mediante elementi di tipo asta (Frame). Pertanto la ripartizione trasversale dei carichi mobili è stata ottenuta mediante la realizzazione di un graticcio di travi secondo cui la soletta è stata discretizzata in strisce elementari di larghezza costante e pari a 50cm.

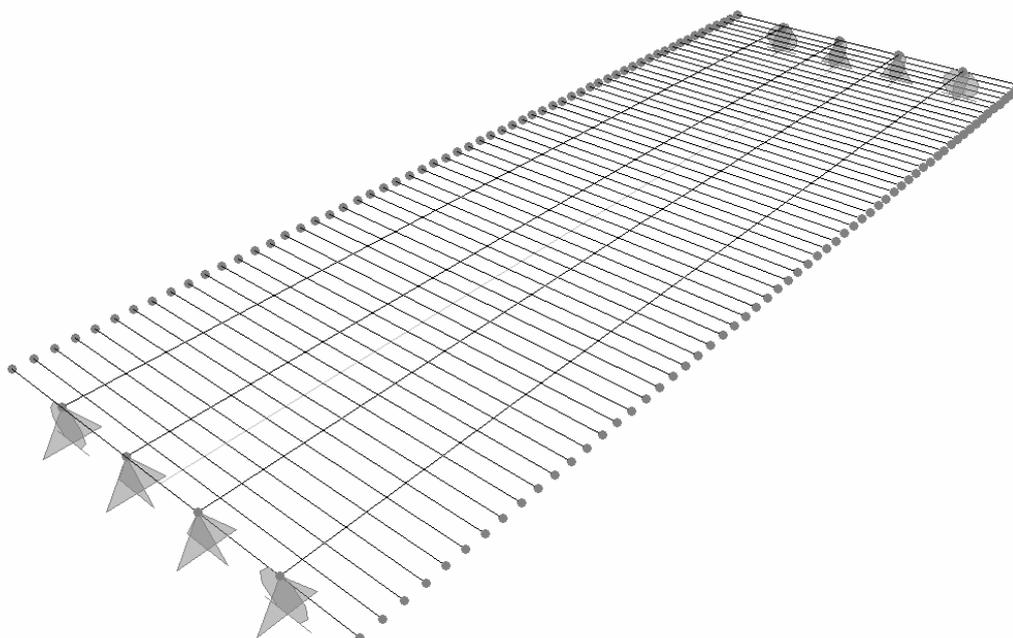


Figura 2.1: Schema del modello con rappresentazione dei vincoli

La rigidezza di tutti gli elementi resistenti è stata determinata sulla base delle caratteristiche geometriche delle sezioni costituenti la struttura.

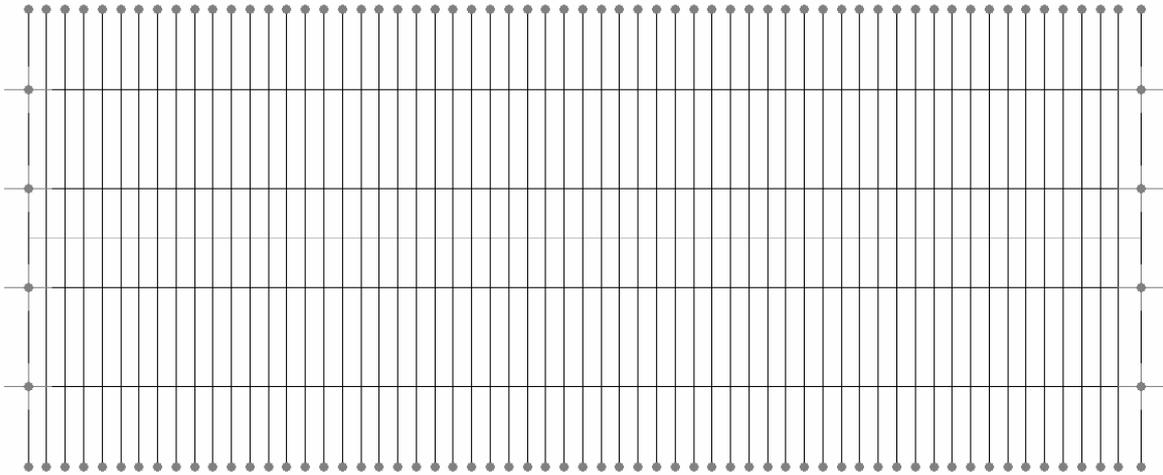


Figura 2.2: Schema del modello FEM

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto mediante l'ausilio di un software dedicato, il Sap 2000 V.10 della CSI Berkley sfruttando il modulo Bridge appositamente studiato per la progettazione degli impalcati da ponte. Il software determina infatti automaticamente la distribuzione dei carichi ottimale per la massimizzazione delle sollecitazioni in ogni singola sezione e per ogni tipo differente di sollecitazione di calcolo (nel caso specifico Momento flettente e Taglio).

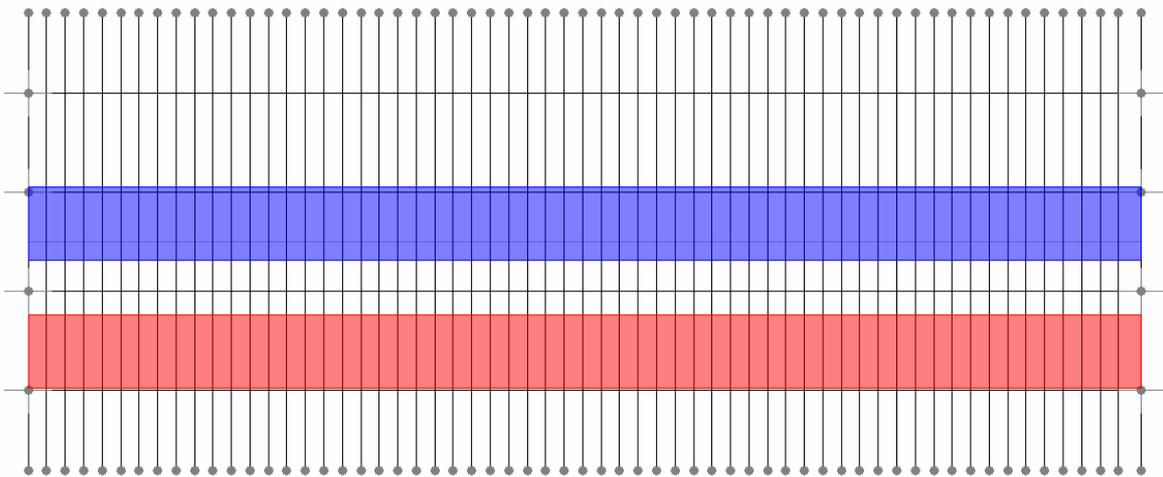


Figura 2.3: Disposizione delle colonne di carico

Con riferimento alla figura 2.3, le linee colorate rappresentano gli assi delle colonne di carico che al massimo possono essere applicate sulla struttura dell'impalcato compatibilmente con le dimensioni geometriche dello stesso.

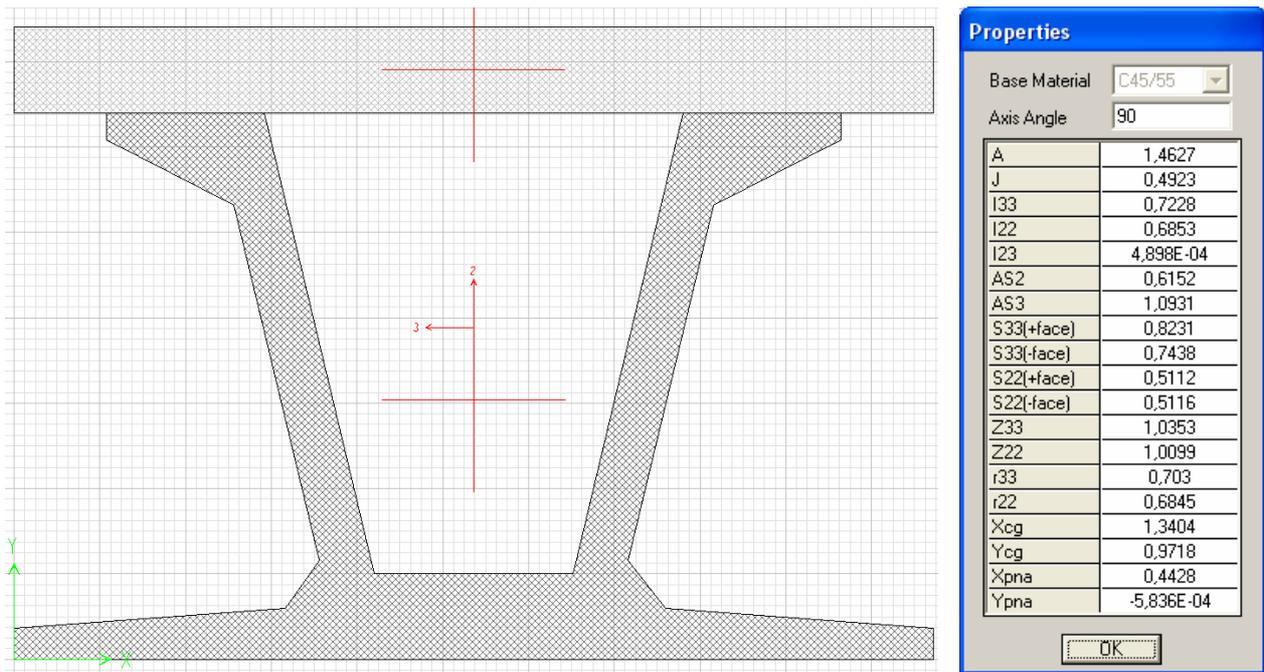


Figura 2.4: Sezione corrente della trave

La sezione corrente dell'elemento asta è stata considerata costituita dalla trave prefabbricata con il getto di completamento eseguito in opera. Nella figura rappresentante la trave sono riportate anche le caratteristiche geometriche principali della sezione omogeneizzata al materiale della trave ed espresse in m. L'effetto di ripartizione trasversale dei carichi è stato ottenuto schematizzando la soletta in strisce elementari (elementi asta) di larghezza pari a 50cm.

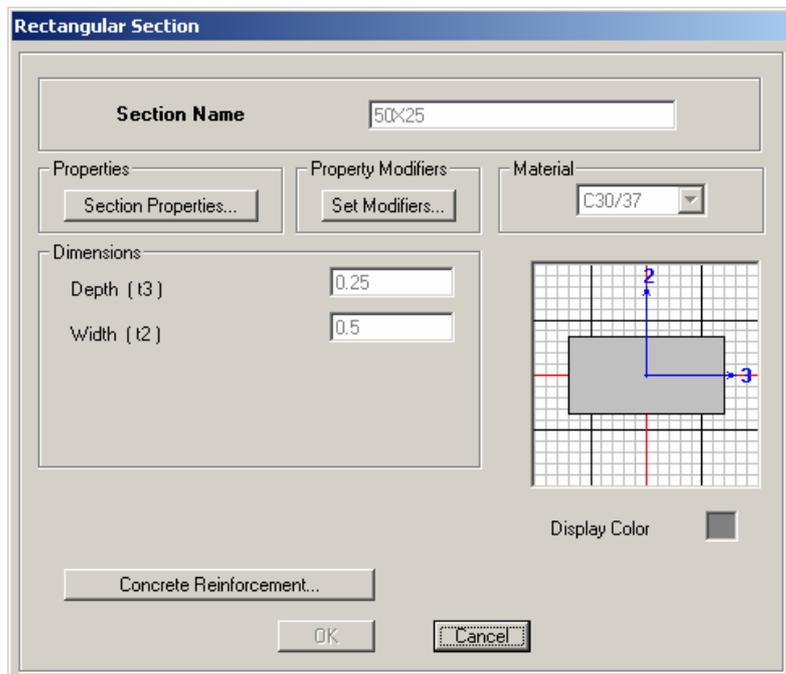


Figura 2.5: Caratteristiche degli elementi di soletta

Come atteso, considerando che le colonne di carico sono state disposte nella configurazione più eccentrica possibile, la trave longitudinale maggiormente sollecitata è risultata quella di bordo.

I nodi di estremità delle travi sono stati vincolati in modo da garantire un comportamento isostatico della struttura conformemente a quanto adottato negli schemi di vincolo globali.

2.6. MODELLAZIONE DEI CARICHI

Viste le modalità costruttive dell'impalcato, i pesi propri delle travi e della soletta di completamento sono portati singolarmente da ogni trave senza considerare l'effetto piastra della soletta non ancora maturata. Pertanto le sollecitazioni dovute a questi carichi sono calcolate in modo manuale considerando lo schema di trave semplicemente appoggiata alle estremità ed i carichi precedentemente determinati con riferimento ad ogni singola trave. I sovraccarichi permanenti invece agiscono quando ormai la soletta è completamente maturata, pertanto, essi vengono sostenuti dalla sezione completa della trave comprensiva della soletta di completamento; poiché i carichi sono comunque di tipo uniformemente distribuito, con buona approssimazione, si sono calcolate le sollecitazioni sempre considerando uno schema isostatico di trave semplicemente appoggiata, con riferimento alla zona di influenza di una singola trave.

Pertanto lo schema agli elementi finiti è stato utilizzato esclusivamente per valutare la distribuzione trasversale dei carichi e quindi l'effetto indotto dai carichi accidentali sulla trave più sollecitata, che è risultata sempre quella di bordo.

2.7. RISULTATI DELL'ANALISI

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

Dall'entità delle deformazioni, si evince che la struttura ha effettivamente assunto un comportamento che soddisfa le ipotesi alla base della legge di Hooke, ossia che gli stati deformativi sono linearmente dipendenti dagli stati tensionali in quanto, visti i risultati, ci si trova nel campo dei piccoli spostamenti.

Diagramma del Taglio: Peso proprio Trave

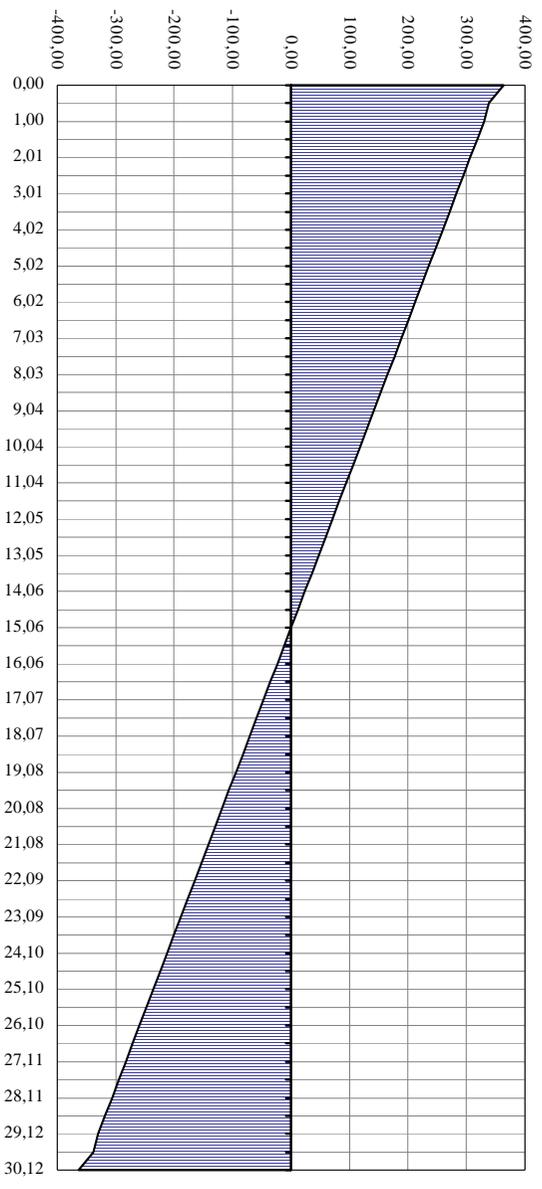


Diagramma del Momento Flettente: Peso proprio Trave

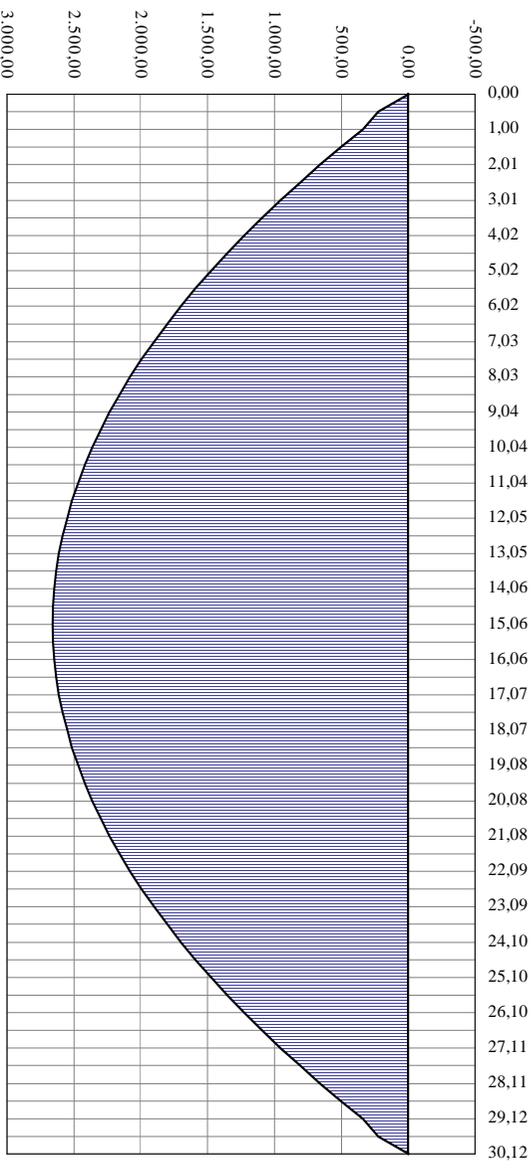


Diagramma del Taglio: Peso soletta

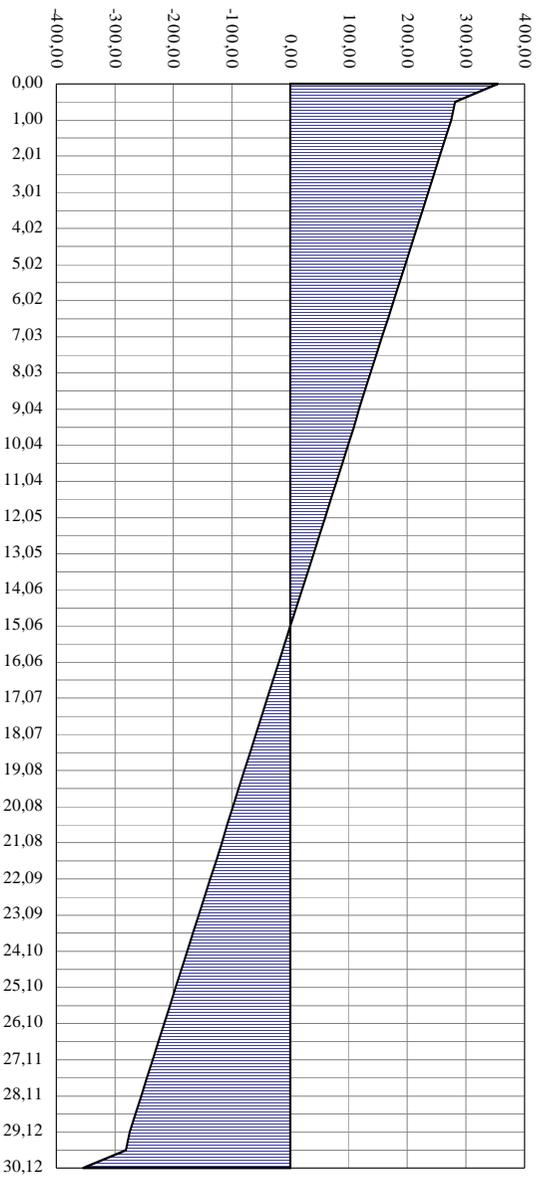


Diagramma del Momento flettente: Peso soletta

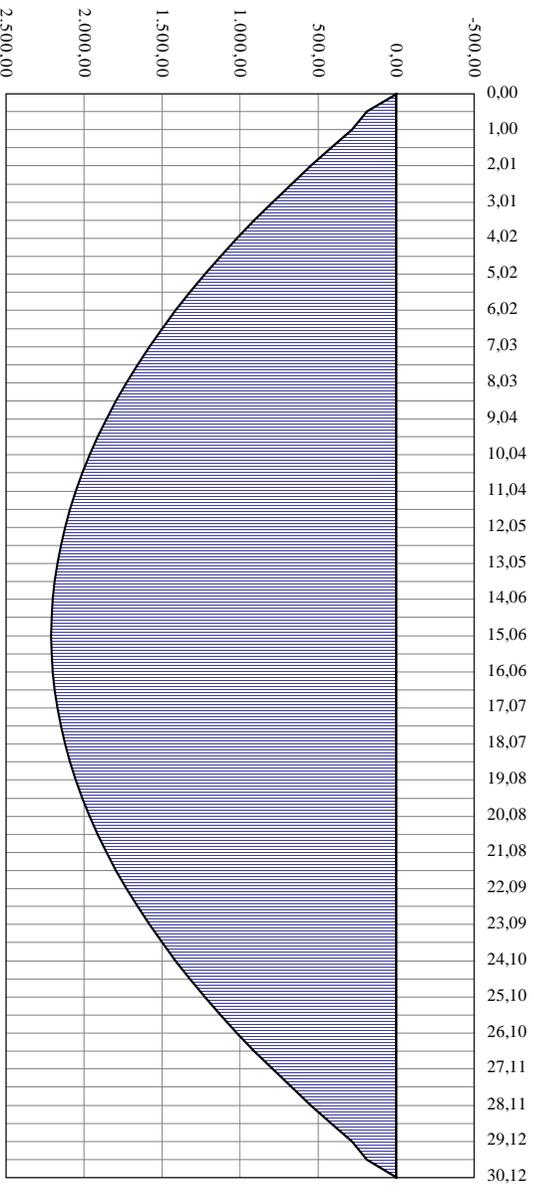


Diagramma del Taglio: Sovraccarichi permanenti

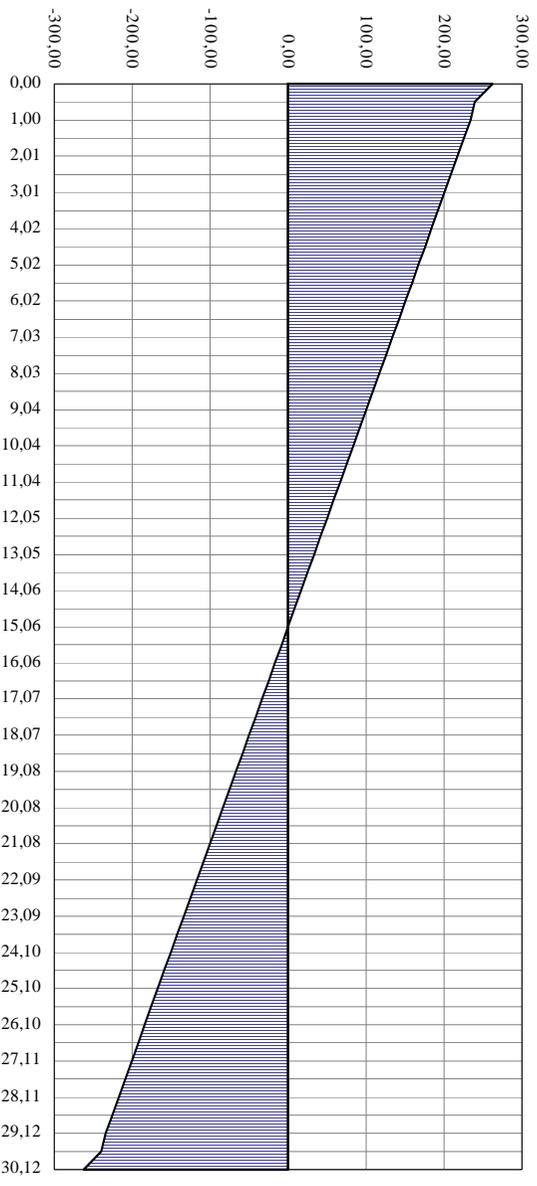
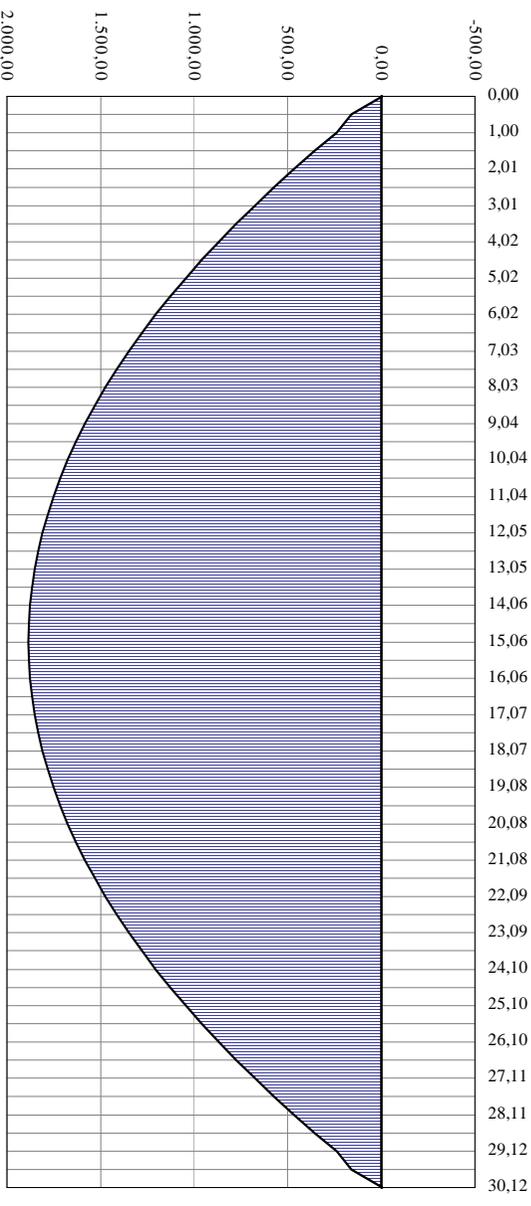
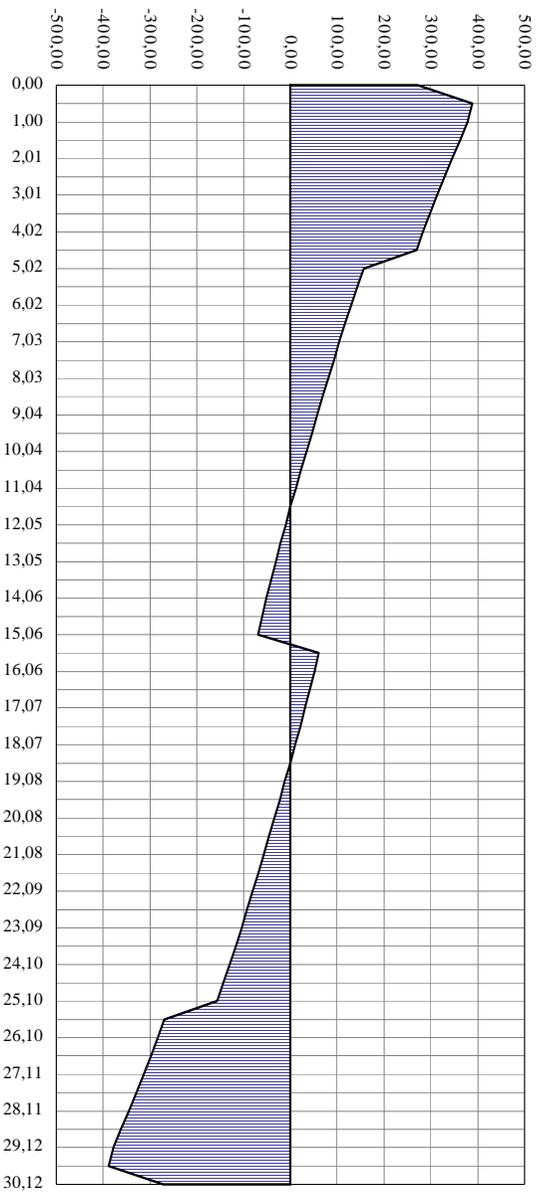


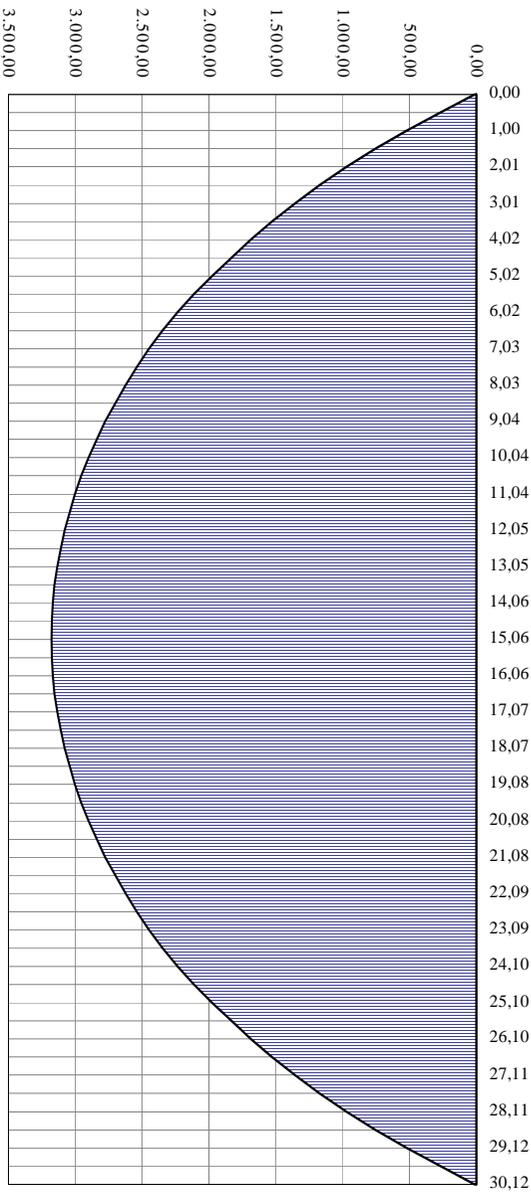
Diagramma del Momento Flettente: Sovraccarichi permanenti



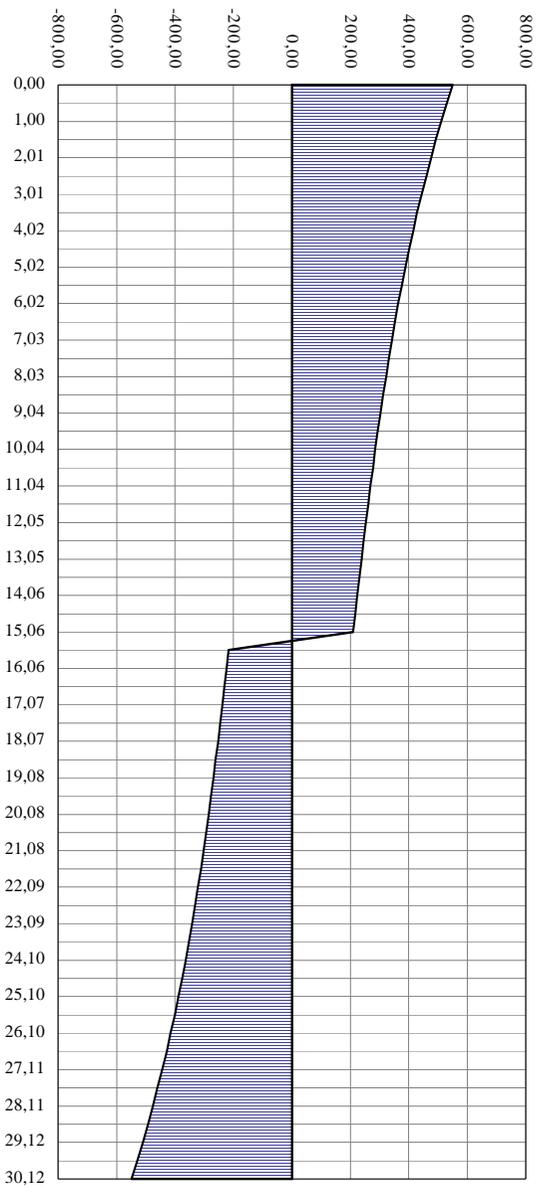
Involuppo del Taglio: Carichi Mobili comb.1



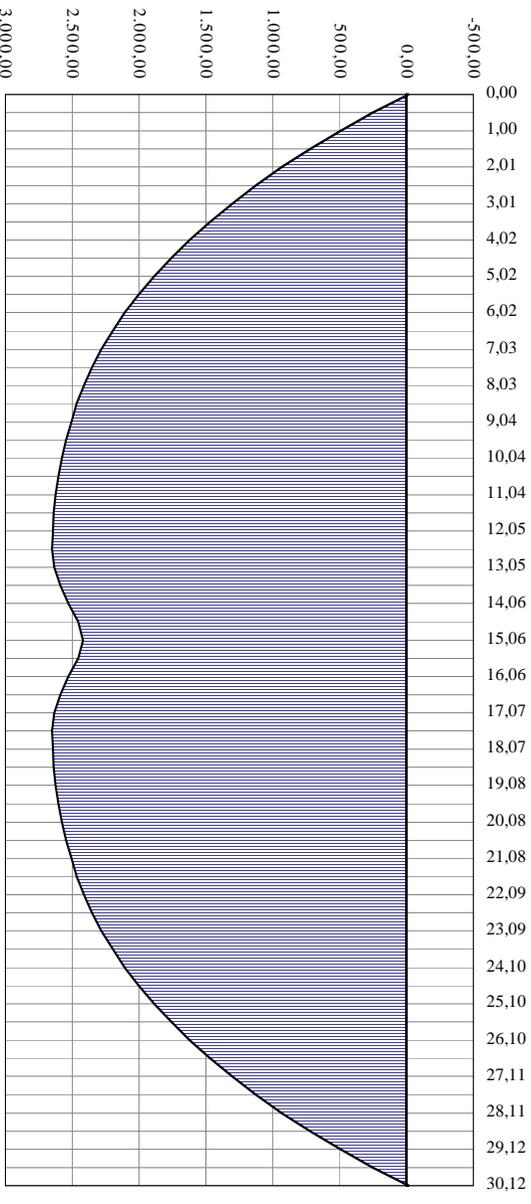
Involuppo del Momento flettente: Carichi Mobili comb.1

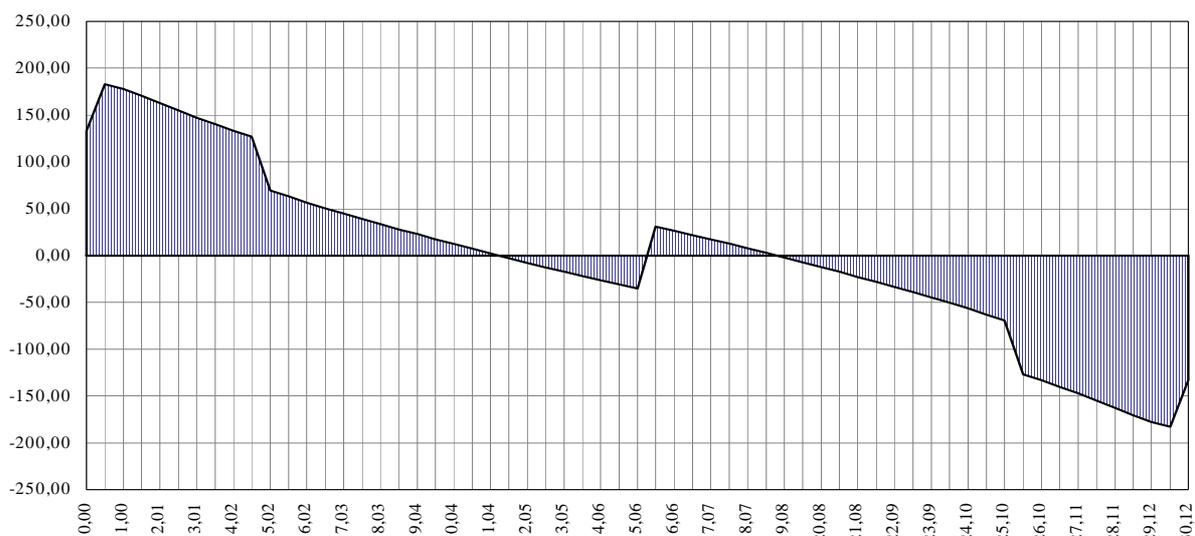
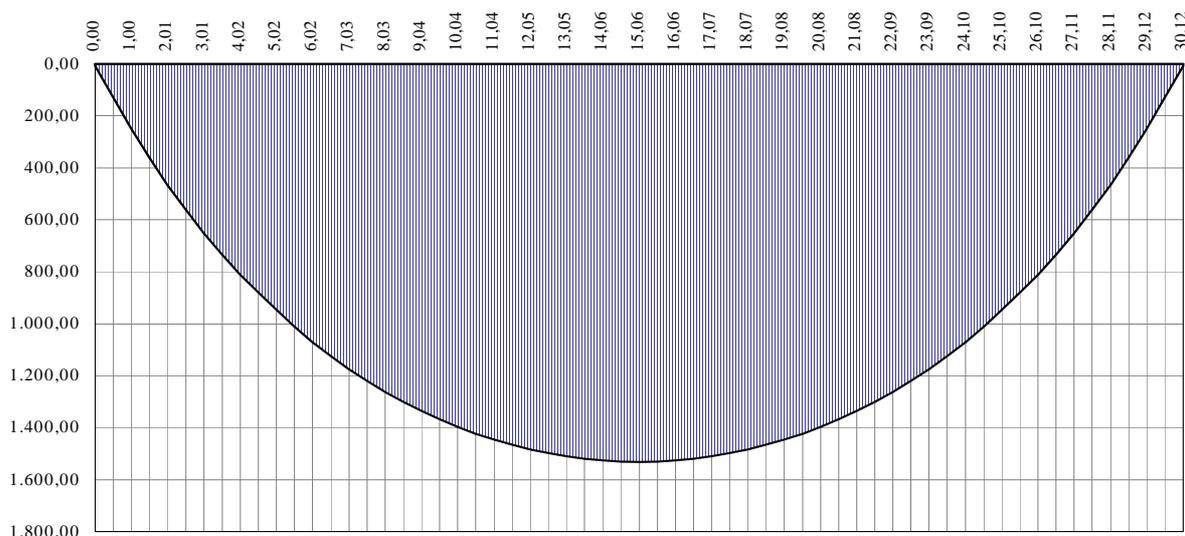


Inviluppo del Taglio: Carichi Mobili comb.2



Inviluppo del Momento Rettente: Carichi Mobili comb.2



Inviluppo del Taglio: Carichi Mobili comb.3**Inviluppo del Momento flettente: Carichi Mobili comb.3**

Si nota come il diagramma di involuppo dei momenti flettenti è perfettamente simmetrico vista la tipologia di schema di carico e di vincolo della struttura. Allo stesso modo risulta antisimmetrico il diagramma di involuppo degli sforzi taglianti, in accordo con l'andamento delle linee di influenza del taglio per questo tipo di strutture.

2.7.1. Verifica sommaria dei risultati

Al fine di eseguire una valutazione speditiva dell'attendibilità delle analisi condotte, si è proceduto al calcolo del momento flettente massimo in campata che si ha nello schema costituito da un'asta semplicemente appoggiata in campata, sulla quale sono applicati 3 carichi concentrati ciascuno di 200 kN posti nella zona centrale della stessa e due carichi uniformemente distribuiti ciascuno di 30 kN/m posti nella zona marginale della trave.

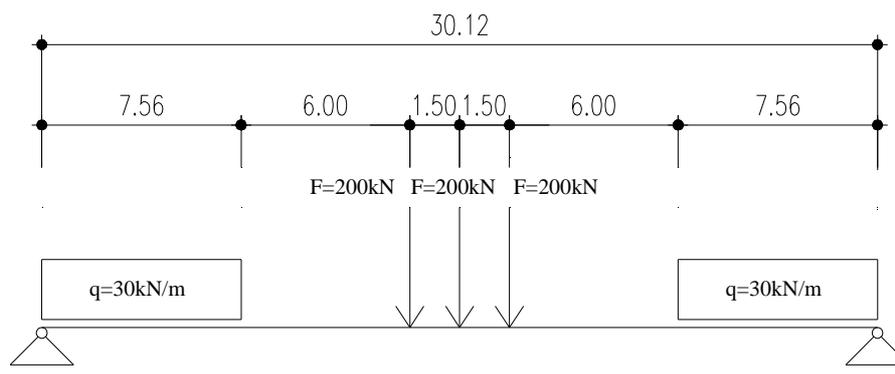


Figura 2.6: Schema di carico per i carichi mobili

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici. Essendo la luce di calcolo $L = 30.12\text{ m}$, il coefficiente dinamico vale $\phi = 1.27$.

Le reazioni vincolari agli appoggi valgono:

$$R = 527 \quad \text{kN}$$

Il massimo valore del momento flettente nella mezzeria dell'asta vale:

$$M_{MAX} = 9668 \quad \text{kN} \cdot \text{m}.$$

Che suddivisa per le quattro travi, porta ad un valore medio del momento pari a :

$$M_{MED} = \frac{M_{MAX}}{4} = 2417 \quad \text{kN} \cdot \text{m}.$$

Si riportano ora i valori massimi dei momenti che si riscontrano nelle tre travi principali del modello.

$$M_{MAX1} = 3179 \quad \text{kN} \cdot \text{m}.$$

Il rapporto tra il massimo valore del momento nella trave più sollecitata ed il valore medio calcolato manualmente, porta a definire un coefficiente che vale :

$$K_M = \frac{M_{MAX1}}{M_{MED}} = 1.30$$

Vista la geometria dell'impalcato ed il tipo di travi utilizzate, il coefficiente è in linea con i risultati attesi.

2.8. VERIFICHE DI RESISTENZA

2.8.1. Travi in c.a.p.

Le verifiche a flessione longitudinale vengono eseguite considerando la successione temporale delle fasi costruttive dell'opera e verificando quindi le resistenze dei materiali in ogni fase. Il calcolo delle sezioni viene eseguito considerando agente la precompressione fino alla ascissa limite oltre la quale non è possibile considerare efficace la precompressione per aderenza dei cavi pretesi. Pertanto nelle sezioni di estremità, le

verifiche a flessione e taglio saranno eseguite considerando la sezione parzializzata e quindi facendo valere i principi di calcolo delle sezioni in calcestruzzo armato semplice.

Le verifiche sono state riassunte in tabelle schematiche indicanti le caratteristiche geometriche delle sezioni e le sollecitazioni su di esse agenti, quindi sono indicati i valori delle tensioni in ogni fase e, per ogni fase, i valori delle tensioni totali.

Le verifiche di resistenza per tensioni tangenziali vengono eseguite calcolando le tensioni in corrispondenza delle tre fibre principali che sono:

- Fibra baricentro sola trave prefabbricata;
- Fibra baricentro trave più soletta;
- Fibra di attacco tra la trave e la soletta di completamento.

Le verifiche di resistenza sono condotte determinando le tensioni principali in corrispondenza delle varie fibre e controllando i limiti stabiliti dalla normativa vigente. Le staffe vengono dimensionate, qualora le tensioni principali di trazione superassero i limiti previsti dalla normativa, sulla base della forza di scorrimento calcolata considerando la presenza della componente di precompressione nel piano della sezione e le tensioni normali indotte dagli effetti della precompressione prese con il valore intero o ridotto a 2/3 in modo da individuare la situazione più gravosa.

Le verifiche di resistenza sono state condotte in più sezioni in modo da considerare gli effetti prodotti dalla riduzione dei trefoli attivi per l'eventuale presenza di tratti inguainati.

2.8.2. Zone di appoggio

In corrispondenza delle zone di appoggio, poiché non è possibile considerare attiva la azione benefica della precompressione (realizzata a cavi aderenti), le verifiche di resistenza sono condotte considerando l'ipotesi che sia reagente soltanto la parte di calcestruzzo compressa.

Inoltre in corrispondenza degli appoggi saranno predisposte delle armature longitudinali inferiori dimensionate in modo a poter assorbire una forza di trazione pari proprio al taglio, come previsto dalle normative tecniche vigenti.

2.8.3. Caratteristiche delle sezioni

Le proprietà geometriche delle sezioni reagenti sono state determinate eseguendo una schematizzazione delle stesse mediante trapezi isosceli. Si consideri infatti che studiando sollecitazioni di tipo flessione retta, è corretto schematizzare in questo modo le sezioni che sono sempre dotate di un asse di simmetria verticale.

Considerando la diversità dei moduli elastici del calcestruzzo di completamento della soletta e della trave prefabbricata, tutte le caratteristiche di inerzia sono state sempre determinate utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione che riportasse l'area del calcestruzzo della soletta a quella del calcestruzzo della trave. Per l'acciaio da precompresso è stato adottato un coefficiente di omogeneizzazione pari a 6. Per la verifica delle sezioni in c.a. normale il coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo è stato assunto pari a 15.

Strato	b_{sup} [cm]	b_{inf} [cm]	h_i [cm]	x_{max} [m]
1	92,00	94,00	8,00	30,52
2	94,00	28,00	19,00	30,52
3	28,00	28,00	104,00	30,52
4	28,00	38,00	4,00	30,52
5	38,00	104,00	5,00	30,52
6	104,00	111,00	5,00	30,52
7	111,00	268,00	6,00	30,52
8	268,00	268,00	9,00	30,52

Tabella 2.2: Discretizzazione della sezione

Nella tabella 2.2 è riportata la discretizzazione della sezione eseguita mediante trapezi isosceli. Considerando lo sviluppo della trave lungo le ascisse x , per ogni trapezio si indica quale sia il valore della ascissa fino alla quale quella sezione è presente. I simboli hanno un significato intuitivo che qui comunque si descrive:

StratoNumero del trapezio;
 b_{sup} Base superiore del trapezio;
 b_{inf} Base inferiore del trapezio;
 h_i altezza del trapezio;
 x_{max} ascissa massima fino alla quale vale la sezione.

Gruppo	nr.	A [cm ²]	d_{sup} [cm]	A_g [cm ²]	x_{max} [m]
1	4	1,39	30,00	0,00	30,52
2	12	1,39	170,00	0,00	30,52
3	18	1,39	175,00	0,00	30,52
4	20	1,39	180,00	0,00	30,52

Tabella 2.3: Distribuzione dei trefoli

Nella tabella precedente. è riportata schematicamente la distribuzione delle armature di precompressione lungo tutto lo sviluppo della trave. Da essa è possibile individuare fino a che distanza dall'appoggio sono presenti le armature riportate. I simboli riportati hanno il seguente significato:

Gruppo.....numero d'ordine del gruppo di trefoli;
nrnumero di trefoli presenti nello strato (gruppo);
Aarea in cm² del singolo trefolo;
 d_{sup} distanza dello strato dal lembo superiore della sezione completa (trave+soletta);
 A_g area della guaina (il valore è zero se i cavi sono aderenti);
 x_{max} ascissa massima fino alla quale sono attivi questi trefoli.

Gruppo	nr./m	Ø [mm]	bracci	Sez. [cm ²]	x _{max} [m]
1	10	16	4	80,42	1,50
2	5	16	4	40,21	3,50
3	5	14	4	30,79	8,50
4	5	12	4	22,62	13,50
5	5	8	4	10,05	16,62
6	5	12	4	22,62	21,62
7	5	14	4	30,79	26,62
8	5	16	4	40,21	28,62
9	10	16	4	80,42	30,52

Tabella 2.4-Distribuzione delle staffe-

Nella tabella 2.4 è indicata invece la scansione delle staffe, i simboli hanno il significato riportato di seguito.

Gruppo numero d'ordine del gruppo di staffe;
 nr./m numero di staffe presenti su un metro lineare;
 Ø diametro delle staffe;
 bracci numero dei bracci delle staffe;
 Sez. sezione resistente delle staffe;
 x_{max}.....sezione massima fino alla quale è presente il gruppo di staffe.

h _s	L _s	c	A _{f^{sup}} [cm ²]	A _{f^{inf}} [cm ²]	X _{max}
25,00	270,00	3,00	5,66	5,66	31,50

Tabella 2.5-Geometria soletta di completamento-

La tabella 2.5 riporta invece la geometria e la distribuzione delle armature nella soletta di completamento sempre lungo lo sviluppo della trave a partire da uno degli appoggi. Per i simboli valgono le seguenti indicazioni:

h_saltezza della soletta;
 L_slarghezza della soletta ipotizzata collaborante;
 ccopriferro dei ferri della soletta;
 A_{f^{sup}}..... area totale dei ferri superiori della soletta;
 A_{f^{inf}}..... area totale dei ferri inferiori della soletta;
 x_{max}..... sezione fino alla quale valgono i parametri assegnati.

Infine si riporta la distribuzione delle armature ordinarie lungo la trave.

Gruppo	nr.	Ø [mm]	Sez. [cm ²]	d _{sup} [cm]	x _{max} [m]
1	12	26	5,31	181,00	1,50
2	9	8	0,50	181,00	28,62
3	12	26	5,31	181,00	30,52

Tabella 2.6: Distribuzione delle armature ordinarie lungo la trave

I simboli adottati nella tabella 2.6 sono spiegati nel seguito:

Gruppo.....numero d'ordine del gruppo di ferri;
 nr. numero di ferri;

\emptyset diametro dei ferri;
 Sez.area del singolo ferro;
 dsupdistanza del gruppo di ferri dal lembo superiore della sezione completa;

Le verifiche sono condotte ipotizzando che le cadute di tensione intervengano al 50% dopo l'azione del peso proprio della trave, e per il restante 50% dopo l'applicazione del carico dovuto alla soletta non ancora maturata.

2.9. SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Nelle tabelle che seguono, si indicano le sollecitazioni in corrispondenza di ogni sezione la cui ascissa è misurata a partire dall'appoggio della trave. I simboli utilizzati assumono il significato spiegato nel seguito:

n. numero d'ordine della sezione;

x ascissa della sezione;

M_a/T_aMomento flettente/Taglio dovuto al peso proprio della sola trave;

M_b/T_b Momento flettente/Taglio dovuto al peso proprio della soletta di completamento;

M_c/T_cMomento flettente/Taglio dovuto ai sovraccarichi permanenti;

M_{di}/T_{di} Momento flettente/Taglio dovuto ai carichi accidentali nella disposizione i esima;

n.	x	T _a	M _a	T _b	M _b	T _c	M _c
1	0,00	362,87	-1,88	354,49	-4,65	262,24	-3,96
2	0,66	337,89	225,78	281,17	186,35	239,69	158,86
3	1,00	329,91	339,31	274,53	280,82	234,03	239,40
4	1,51	318,13	501,96	264,73	416,18	225,67	354,78
5	2,01	306,35	658,71	254,92	546,61	217,32	465,97
6	2,51	294,56	809,54	245,12	672,12	208,96	572,97
7	3,01	282,78	954,45	235,31	792,71	200,60	675,77
8	3,51	271,00	1.093,45	225,51	908,37	192,24	774,37
9	4,02	259,22	1.226,53	215,70	1.019,12	183,88	868,78
10	4,52	247,43	1.353,70	205,90	1.124,94	175,52	958,99
11	5,02	235,65	1.474,96	196,09	1.225,84	167,17	1.045,00
12	5,52	223,87	1.590,30	186,29	1.321,82	158,81	1.126,82
13	6,02	212,09	1.699,72	176,48	1.412,87	150,45	1.204,45
14	6,53	200,30	1.803,23	166,68	1.499,01	142,09	1.277,87
15	7,03	188,52	1.900,83	156,88	1.580,22	133,73	1.347,11
16	7,53	176,74	1.992,51	147,07	1.656,51	125,37	1.412,14
17	8,03	164,96	2.078,27	137,27	1.727,88	117,02	1.472,98
18	8,53	153,17	2.158,12	127,46	1.794,32	108,66	1.529,63
19	9,04	141,39	2.232,06	117,66	1.855,85	100,30	1.582,07
20	9,54	129,61	2.300,08	107,85	1.912,45	91,94	1.630,33
21	10,04	117,83	2.362,18	98,05	1.964,13	83,58	1.674,38
22	10,54	106,04	2.418,38	88,24	2.010,89	75,22	1.714,24
23	11,04	94,26	2.468,65	78,44	2.052,73	66,87	1.749,91
24	11,55	82,48	2.513,01	68,63	2.089,64	58,51	1.781,38
25	12,05	70,70	2.551,46	58,83	2.121,63	50,15	1.808,65
26	12,55	58,91	2.583,99	49,02	2.148,71	41,79	1.831,73
27	13,05	47,13	2.610,61	39,22	2.170,85	33,43	1.850,61
28	13,55	35,35	2.631,31	29,41	2.188,08	25,07	1.865,30
29	14,06	23,57	2.646,10	19,61	2.200,39	16,72	1.875,78
30	14,56	11,78	2.654,97	9,80	2.207,77	8,36	1.882,08
31	15,06	0,00	2.657,93	0,00	2.210,23	0,00	1.884,18
32	15,56	-11,78	2.654,97	-9,80	2.207,77	-8,36	1.882,08
33	16,06	-23,57	2.646,10	-19,61	2.200,39	-16,72	1.875,78
34	16,57	-35,35	2.631,31	-29,41	2.188,08	-25,07	1.865,30
35	17,07	-47,13	2.610,61	-39,22	2.170,85	-33,43	1.850,61
36	17,57	-58,91	2.583,99	-49,02	2.148,71	-41,79	1.831,73
37	18,07	-70,70	2.551,46	-58,83	2.121,63	-50,15	1.808,65
38	18,57	-82,48	2.513,01	-68,63	2.089,64	-58,51	1.781,38
39	19,08	-94,26	2.468,65	-78,44	2.052,73	-66,87	1.749,91
40	19,58	-106,04	2.418,38	-88,24	2.010,89	-75,22	1.714,24
41	20,08	-117,83	2.362,18	-98,05	1.964,13	-83,58	1.674,38
42	20,58	-129,61	2.300,08	-107,85	1.912,45	-91,94	1.630,33
43	21,08	-141,39	2.232,06	-117,66	1.855,85	-100,30	1.582,07
44	21,59	-153,17	2.158,12	-127,46	1.794,32	-108,66	1.529,63
45	22,09	-164,96	2.078,27	-137,27	1.727,88	-117,02	1.472,98
46	22,59	-176,74	1.992,51	-147,07	1.656,51	-125,37	1.412,14
47	23,09	-188,52	1.900,83	-156,88	1.580,22	-133,73	1.347,11
48	23,59	-200,30	1.803,23	-166,68	1.499,01	-142,09	1.277,87
49	24,10	-212,09	1.699,72	-176,48	1.412,87	-150,45	1.204,45
50	24,60	-223,87	1.590,30	-186,29	1.321,82	-158,81	1.126,82
51	25,10	-235,65	1.474,96	-196,09	1.225,84	-167,17	1.045,00
52	25,60	-247,43	1.353,70	-205,90	1.124,94	-175,52	958,99
53	26,10	-259,22	1.226,53	-215,70	1.019,12	-183,88	868,78
54	26,61	-271,00	1.093,45	-225,51	908,37	-192,24	774,37
55	27,11	-282,78	954,45	-235,31	792,71	-200,60	675,77
56	27,61	-294,56	809,54	-245,12	672,12	-208,96	572,97
57	28,11	-306,35	658,71	-254,92	546,61	-217,32	465,97
58	28,61	-318,13	501,96	-264,73	416,18	-225,67	354,78
59	29,12	-329,91	339,31	-274,53	280,82	-234,03	239,40
60	29,46	-337,89	225,78	-281,17	186,35	-239,69	158,86
61	30,12	-362,87	-1,88	-354,49	-4,65	-262,24	-3,96

Tabella 2.7-Sollecitazioni per carichi permanenti

n.	x	T _{d1}	M _{d1}	T _{d2}	M _{d2}	T _{d3}	M _{d3}
1	0,00	272,28	17,16	548,90	-15,96	133,25	8,22
2	0,66	387,99	269,52	529,22	250,04	183,02	129,05
3	1,00	378,61	519,76	510,45	495,68	178,01	248,93
4	1,51	362,71	753,97	492,52	723,05	170,50	361,22
5	2,01	345,53	971,42	475,41	933,05	162,50	465,64
6	2,51	329,08	1.172,66	459,07	1.127,25	154,80	562,44
7	3,01	313,13	1.358,43	443,49	1.306,27	147,36	651,99
8	3,51	297,98	1.529,56	428,63	1.470,43	140,22	734,64
9	4,02	283,11	1.686,89	414,46	1.621,84	133,23	810,78
10	4,52	269,09	1.831,18	400,93	1.759,87	126,74	880,77
11	5,02	156,95	1.977,32	388,01	1.886,34	69,50	945,33
12	5,52	143,08	2.112,95	375,66	2.001,23	62,93	1.011,30
13	6,02	129,62	2.236,46	363,84	2.106,59	56,63	1.071,53
14	6,53	116,39	2.348,61	352,51	2.199,20	50,49	1.126,40
15	7,03	103,99	2.450,00	341,64	2.282,05	44,70	1.176,18
16	7,53	92,31	2.541,26	331,24	2.352,52	39,26	1.221,13
17	8,03	80,17	2.624,72	321,28	2.413,02	33,54	1.262,30
18	8,53	68,47	2.702,48	311,73	2.466,11	28,10	1.300,45
19	9,04	57,06	2.774,30	302,58	2.507,64	22,89	1.335,59
20	9,54	45,44	2.840,18	293,76	2.544,32	17,54	1.367,74
21	10,04	34,20	2.900,05	285,25	2.576,45	12,24	1.396,86
22	10,54	22,76	2.953,94	276,99	2.602,94	7,22	1.423,08
23	11,04	11,76	3.001,87	268,92	2.625,19	2,04	1.446,34
24	11,55	0,55	3.043,87	260,99	2.641,63	-2,84	1.466,73
25	12,05	-10,19	3.080,03	253,18	2.645,32	-7,90	1.484,26
26	12,55	-21,16	3.110,35	245,47	2.650,27	-12,65	1.498,99
27	13,05	-30,82	3.135,08	237,82	2.636,25	-17,27	1.510,99
28	13,55	-41,53	3.154,11	230,39	2.588,31	-21,90	1.520,25
29	14,06	-50,97	3.167,74	223,25	2.531,49	-26,42	1.526,89
30	14,56	-60,36	3.175,91	216,35	2.454,29	-30,66	1.530,88
31	15,06	-69,88	3.179,00	209,64	2.420,24	-35,07	1.532,41
32	15,56	60,36	3.175,91	-216,35	2.454,29	30,66	1.530,88
33	16,06	50,97	3.167,74	-223,25	2.531,49	26,42	1.526,89
34	16,57	41,53	3.154,11	-230,39	2.588,31	21,90	1.520,25
35	17,07	30,82	3.135,08	-237,82	2.636,25	17,27	1.510,99
36	17,57	21,16	3.110,35	-245,47	2.650,27	12,65	1.498,99
37	18,07	10,19	3.080,03	-253,18	2.645,32	7,90	1.484,26
38	18,57	-0,55	3.043,87	-260,99	2.641,63	2,84	1.466,73
39	19,08	-11,76	3.001,87	-268,92	2.625,19	-2,04	1.446,34
40	19,58	-22,76	2.953,94	-276,99	2.602,94	-7,22	1.423,08
41	20,08	-34,20	2.900,05	-285,25	2.576,45	-12,24	1.396,86
42	20,58	-45,44	2.840,18	-293,76	2.544,32	-17,54	1.367,74
43	21,08	-57,06	2.774,30	-302,58	2.507,64	-22,89	1.335,59
44	21,59	-68,47	2.702,48	-311,73	2.466,11	-28,10	1.300,45
45	22,09	-80,17	2.624,72	-321,28	2.413,02	-33,54	1.262,30
46	22,59	-92,31	2.541,26	-331,24	2.352,52	-39,26	1.221,13
47	23,09	-103,99	2.450,00	-341,64	2.282,05	-44,70	1.176,18
48	23,59	-116,39	2.348,61	-352,51	2.199,20	-50,49	1.126,40
49	24,10	-129,62	2.236,46	-363,84	2.106,59	-56,63	1.071,53
50	24,60	-143,08	2.112,95	-375,66	2.001,23	-62,93	1.011,30
51	25,10	-156,95	1.977,32	-388,01	1.886,34	-69,50	945,33
52	25,60	-269,09	1.831,18	-400,93	1.759,87	-126,74	880,77
53	26,10	-283,11	1.686,89	-414,46	1.621,84	-133,23	810,78
54	26,61	-297,98	1.529,56	-428,63	1.470,43	-140,22	734,64
55	27,11	-313,13	1.358,43	-443,49	1.306,27	-147,36	651,99
56	27,61	-329,08	1.172,66	-459,07	1.127,25	-154,80	562,44
57	28,11	-345,53	971,42	-475,41	933,05	-162,50	465,64
58	28,61	-362,71	753,97	-492,52	723,05	-170,50	361,22
59	29,12	-378,61	519,76	-510,45	495,68	-178,01	248,93
60	29,46	-387,99	269,52	-529,22	250,04	-183,02	129,05
61	30,12	-272,28	17,16	-548,90	-15,96	-133,25	8,22

Tabella 2.8-Sollecitazioni per carichi accidentali

2.10. SINTESI DELLE VERIFICHE

2.10.1. Tensioni di riferimento ammissibili

Le verifiche di resistenza condotte lungo tutto lo sviluppo della trave sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni per le quali sono state riportate le sollecitazioni agenti calcolate con il modello di calcolo agli elementi finiti.

Per una rappresentazione sintetica dei risultati che desse immediatamente una visione completa dell'impegno dei materiali in termini di tensioni, si sono realizzati dei diagrammi all'interno dei quali sono stati riportati anche i limiti di riferimento per le tensioni come stabiliti dalle normative vigenti. Le tensioni limiti riportate nei diagrammi insieme a quelle di lavoro hanno pertanto il seguente significato:

Am.1.....	tensione ammissibile dell'acciaio ordinario in trazione;
Am.2.....	tensione ammissibile dell'acciaio ordinario in compressione;
Am.3.....	tensione ammissibile dell'acciaio armonico in fase di tiro;
Am.4.....	tensione ammissibile dell'acciaio armonico in fase finale;
Am.5.....	tensione ammissibile del calcestruzzo della soletta in compressione;
Am.6.....	tensione ammissibile del calcestruzzo della soletta in trazione;
Am.7.....	tensione ammissibile di compressione del calcestruzzo della trave in fase iniziale;
Am.8.....	tensione ammissibile di trazione del calcestruzzo della trave in fase iniziale;
Am.9.....	tensione ammissibile in compressione del calcestruzzo della trave in fase finale;
Am.10.....	tensione ammissibile di trazione (senza armature) del cls. trave in fase finale;
Am.11.....	tensione ammissibile di trazione limite (con armature) del cls. trave in fase finale;
Am.12.....	tensione convenzionale di lavoro dell'armatura sussidiaria in zona tesa in fase iniziale;
Am.13.....	tensione convenzionale di lavoro dell'armatura sussidiaria in zona tesa in fase finale;
Am.14.....	tensione principale massima di trazione (primo limite a 2/3) in fase iniziale;
Am.15.....	tensione principale massima di trazione (primo limite a 2/3) in fase finale;
Am.16.....	tensione principale massima di compressione (se max. trazione è >2/3 del limite amm.) in fase iniziale;
Am.17.....	tensione principale massima di compressione (se max. trazione è >2/3 del limite amm.) in fase finale;

Le tensioni Am.14 e Am.15 rappresentano il valore pari a 2/3 del valore della tensione ammissibile principale nel calcestruzzo per sollecitazioni taglianti. Questo valore è significativo in quanto quando le tensioni principali di trazione superano questo limite, allora dovrà verificarsi che quelle di compressione siano contenute non già entro il limite massimo ammissibile di compressione ma entro un valore ridotto. Oltre questi limiti, le sollecitazioni di taglio dovranno essere completamente assorbite dalle staffe.

2.11. TENSIONI DI LAVORO

Nei diagrammi riportati nelle figure che seguono si fa riferimento alle tensioni di lavoro calcolate nelle principali fibre della sezione composta trave soletta. Queste tensioni vengono fornite per ogni fase intermedia analizzata. Nello specifico le fasi considerate sono state:

Fase I

In questa fase agisce il peso proprio della trave, le coazioni interne sono quelle dovute alla azione della precompressione iniziale. La sezione reagente è costituita dalla sola trave prefabbricata.

Fase 2

Coincide con l'istante successivo al getto della soletta di completamento, pertanto si considera agente oltre al peso proprio della trave anche il peso della soletta ancora non maturata. Si considera anche che siano avvenute già le prime perdite di tensione dei trefoli pari al 50% delle cadute totali a tempo infinito.

Fase 3

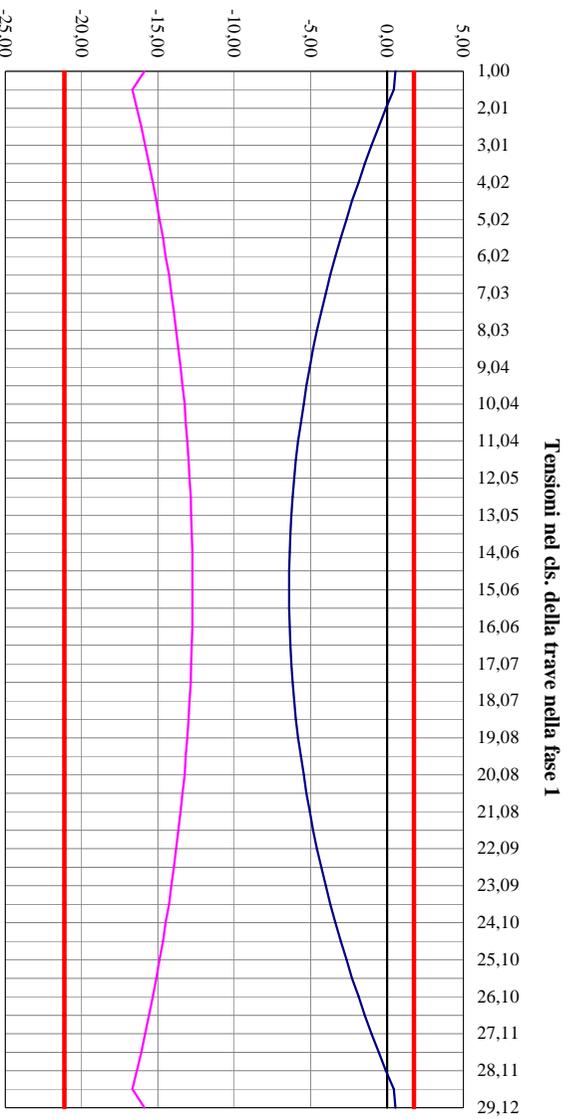
E' la fase finale in cui si considerano avvenute completamente tutte le cadute di tensione. La soletta è ormai maturata quindi la sezione reagente è costituita dalla trave prefabbricata più la soletta di completamento con la relativa armatura. Qualora sorgano delle tensioni di trazione nella soletta, allora di questa non si considera il contributo del calcestruzzo (in quanto fessurato), ma si considera soltanto il contributo dei ferri di armatura. In questa fase viene anche considerata la azione dei carichi accidentali nelle configurazioni che determinano le sollecitazioni più sfavorevoli di Taglio e Momento flettente.

La simbologia adottata per i grafici fa riferimento allo schema che segue:

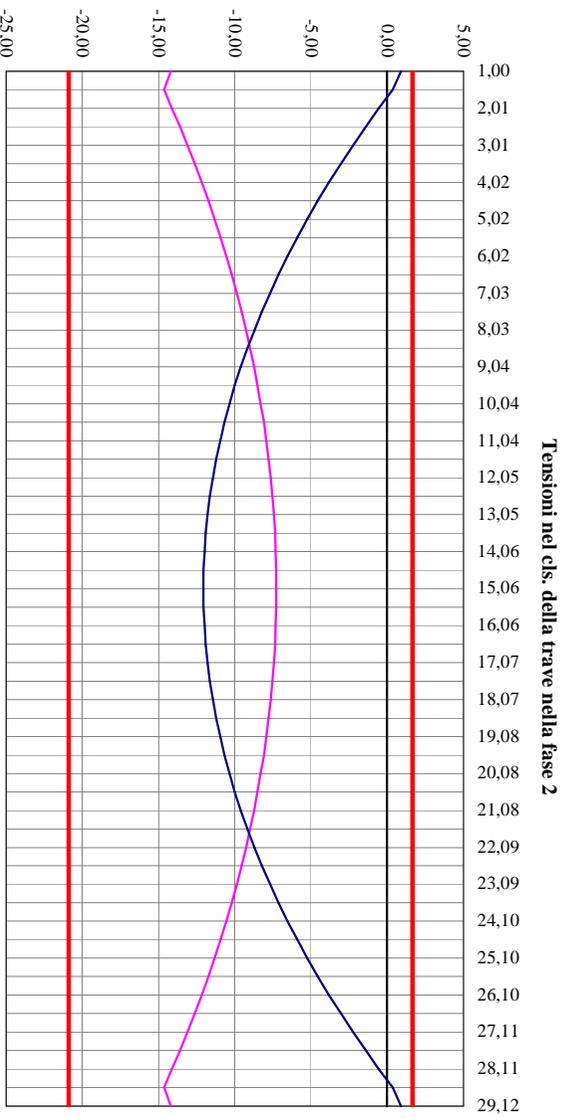
σ_{t1}	tensione al lembo inferiore della trave	N/mm ² ;
σ_{t2}	tensione al livello della fibra baricentrica della sola trave	N/mm ² ;
σ_{t3}	tensione al livello della fibra baricentrica della sezione ideale completa	N/mm ² ;
σ_{t4}	tensione al livello della fibra baricentrica della sezione: trave più soli ferri della soletta .	N/mm ² ;
σ_{t5}	tensione al livello della fibra superiore della trave	N/mm ² ;
σ_{s1}	tensione al lembo inferiore della soletta di completamento.....	N/mm ² ;
σ_{s2}	tensione al lembo superiore della soletta di completamento.....	N/mm ² ;
σ_{f1}	tensione nell'armatura di precompressione	N/mm ² ;
σ_{f2}	tensione nell'armatura inferiore della soletta di completamento.....	N/mm ² ;
σ_{f3}	tensione nell'armatura inferiore della soletta di completamento.....	N/mm ² ;

Tensioni di lavoro per azioni di taglio

τ_{max}	tensione tangenziale massima	N/mm ² ;
τ_a	tensione tangenziale al livello della fibra di attacco soletta trave	N/mm ² ;
σ_1	tensione principale massima al livello della fibra baricentrica della sezione.....	N/mm ² ;
σ_2	tensione principale minima al livello della fibra baricentrica della sezione	N/mm ² ;
$\sigma_{st,i}$	tensione di lavoro delle staffe nella fase considerata	N/mm ² ;

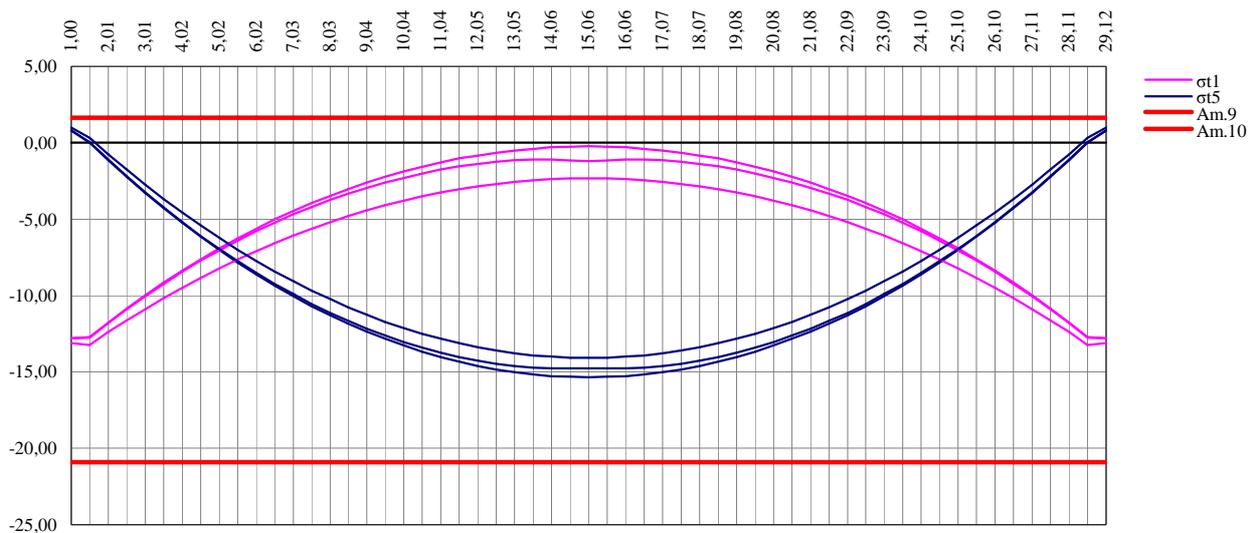


σ1
σ5
Am.7
Am.8

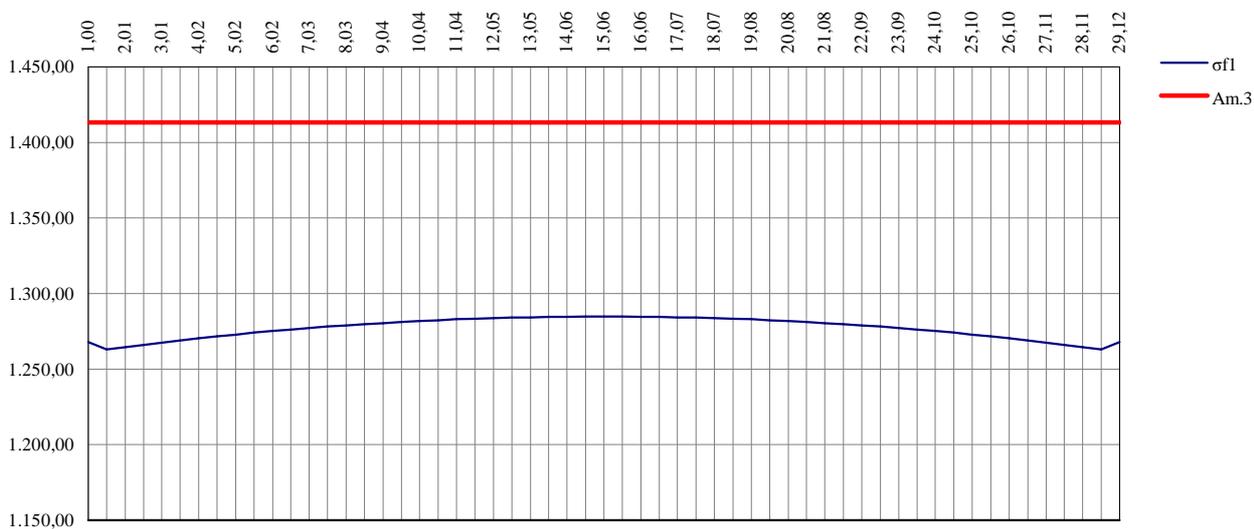


σ1
σ5
Am.9
Am.10

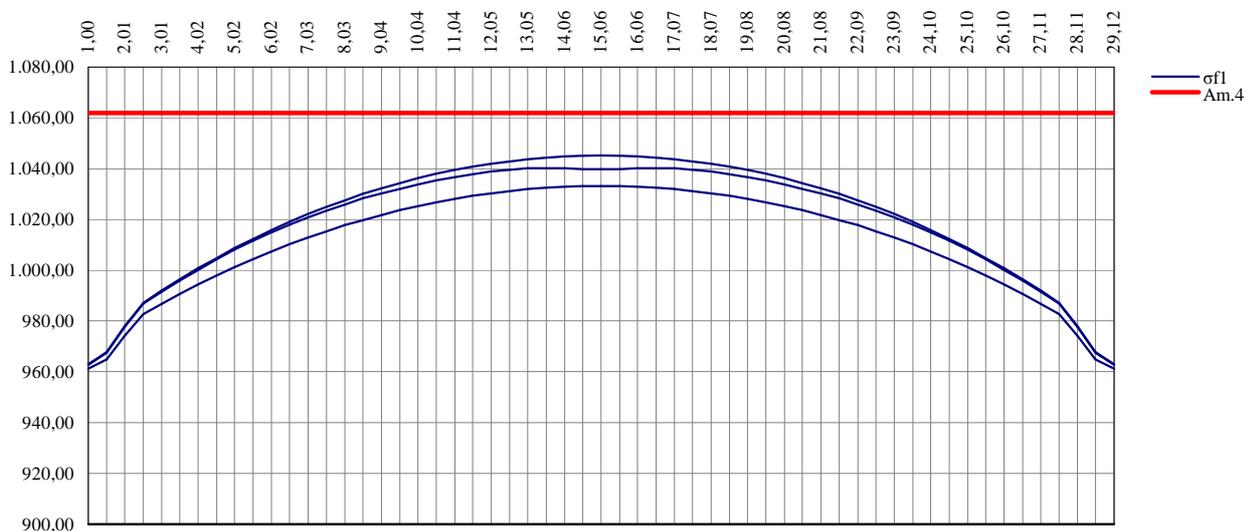
Inviluppo tensioni nel cls. della trave nella fase Finale



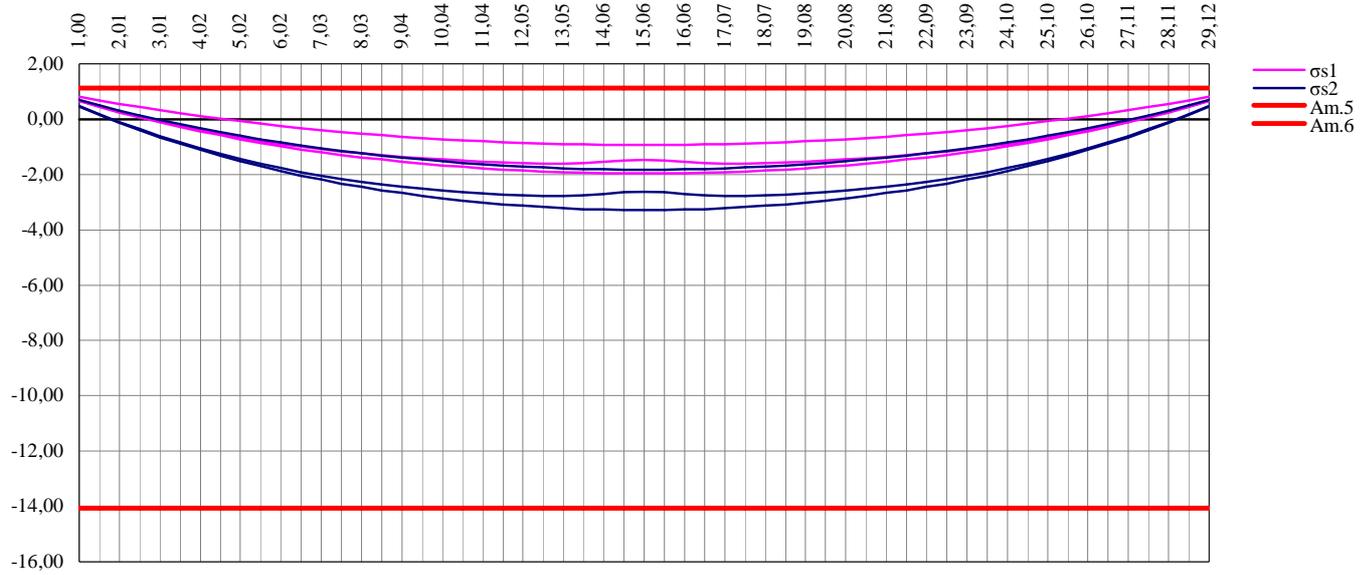
Tensioni nelle armature di precompressione in Fase Iniziale



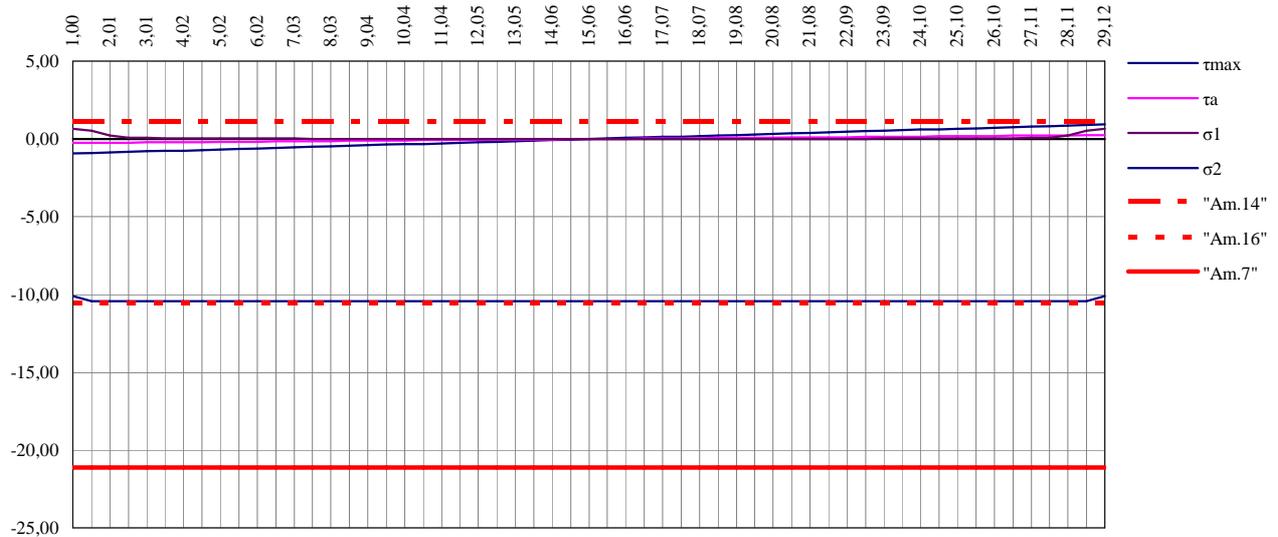
Inviluppo tensioni nelle armature di precompressione in Fase Finale



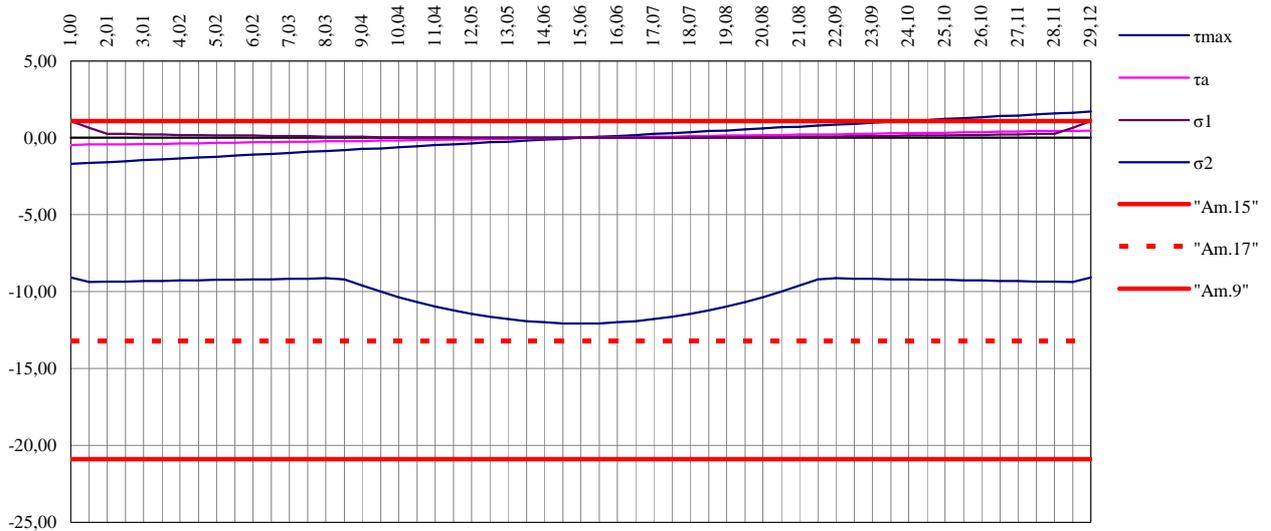
Inviluppo tensioni nella soletta di completamento nella fase Finale



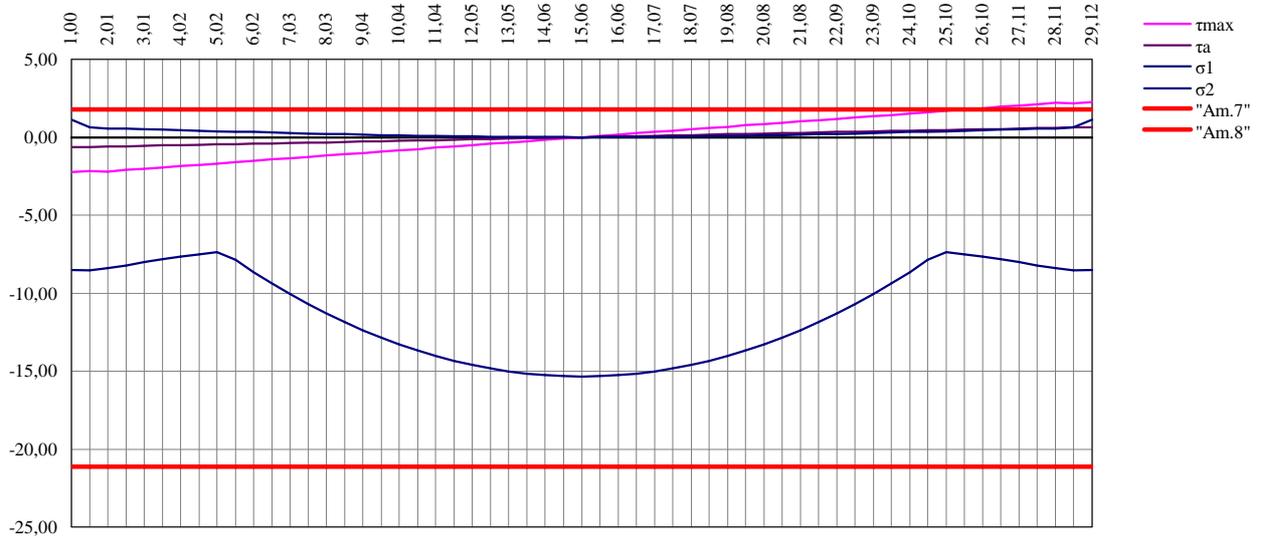
Tensioni tangenziali e principali nella trave nella fase 1



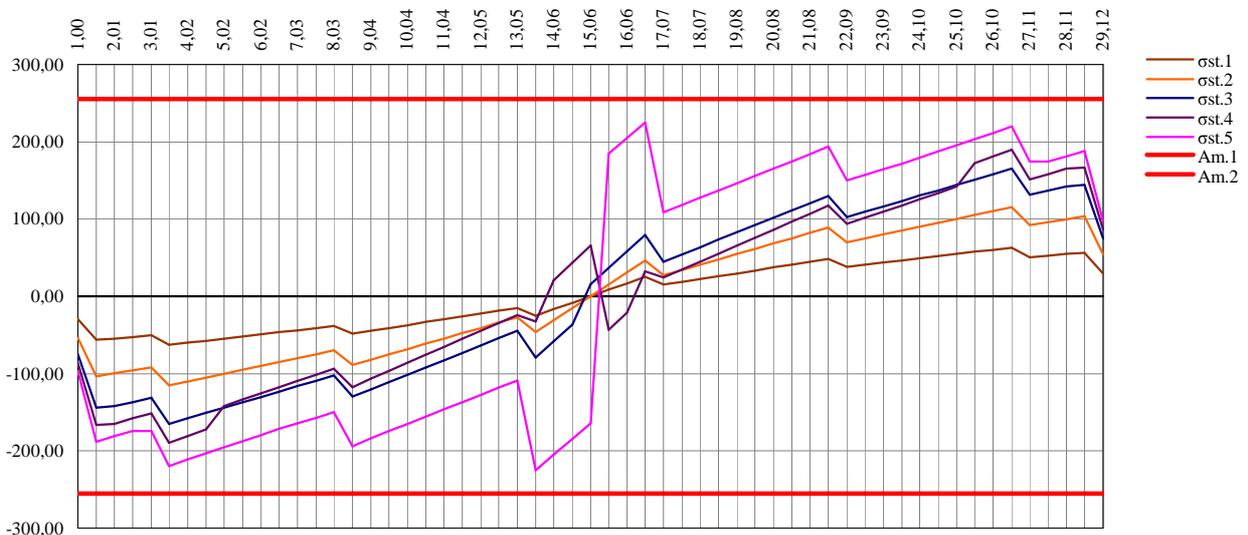
Tensioni tangenziali e principali nella trave nella fase 2



Involuppo tensioni tangenziali e principali nella trave nella fase finale



Involuppo delle tensioni nelle staffe nelle varie fasi



2.11.1. Verifica a rottura delle sezioni in C.a.p.

2.11.1.1. Premessa

Per il calcolo del momento limite ultimo ci si è basati sulle ipotesi adottate dalla N.T.I. per il calcolo delle sezioni in c.a.p. agli stati limite ultimi di resistenza per tensioni normali. In particolare i legami costitutivi del calcestruzzo e degli acciai sono quelli riportati nelle figure sotto:

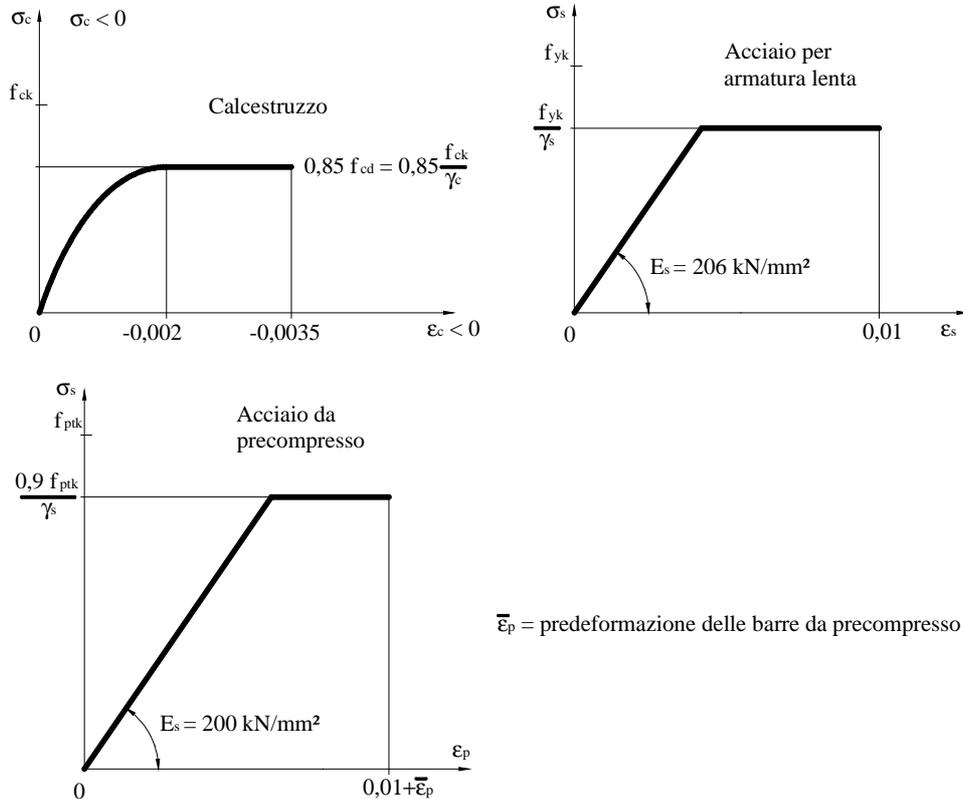


Figura 2.7: Legami costitutivi dei materiali

I valori dei coefficienti di sicurezza dei materiali sono:

$\gamma_c = 1,6$ per calcestruzzo normale,

$1,5$ per calcestruzzo de precompresso;

$\gamma_s = 1,15$ sia per l'acciaio d'armatura normale che per l'acciaio per armature precomprese.

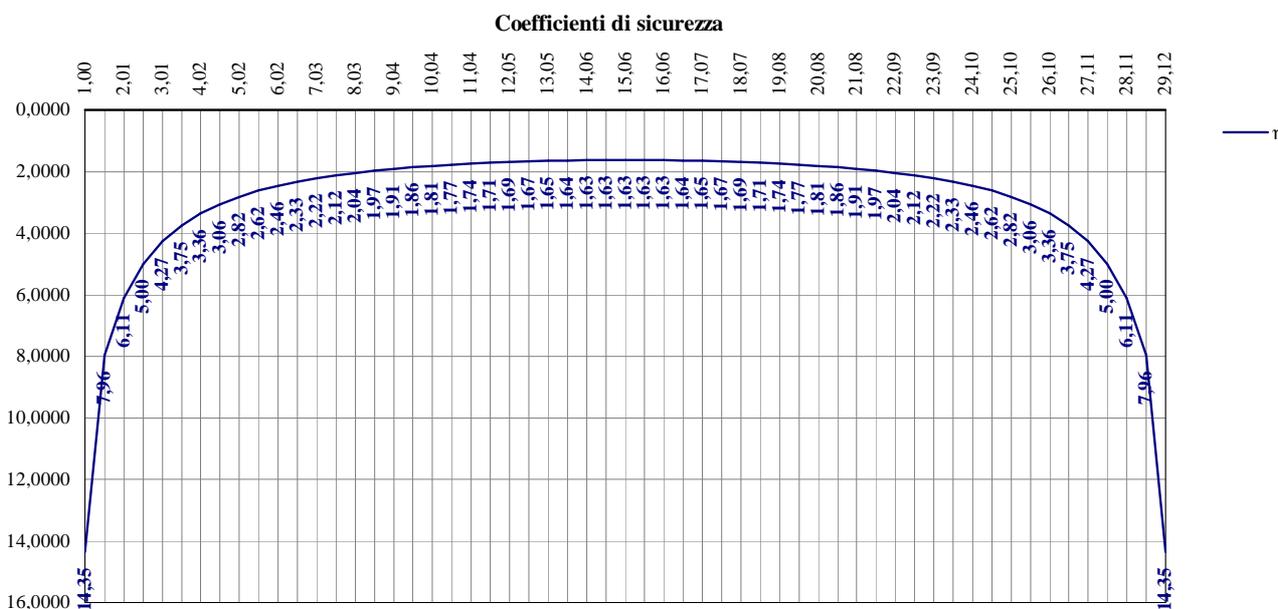
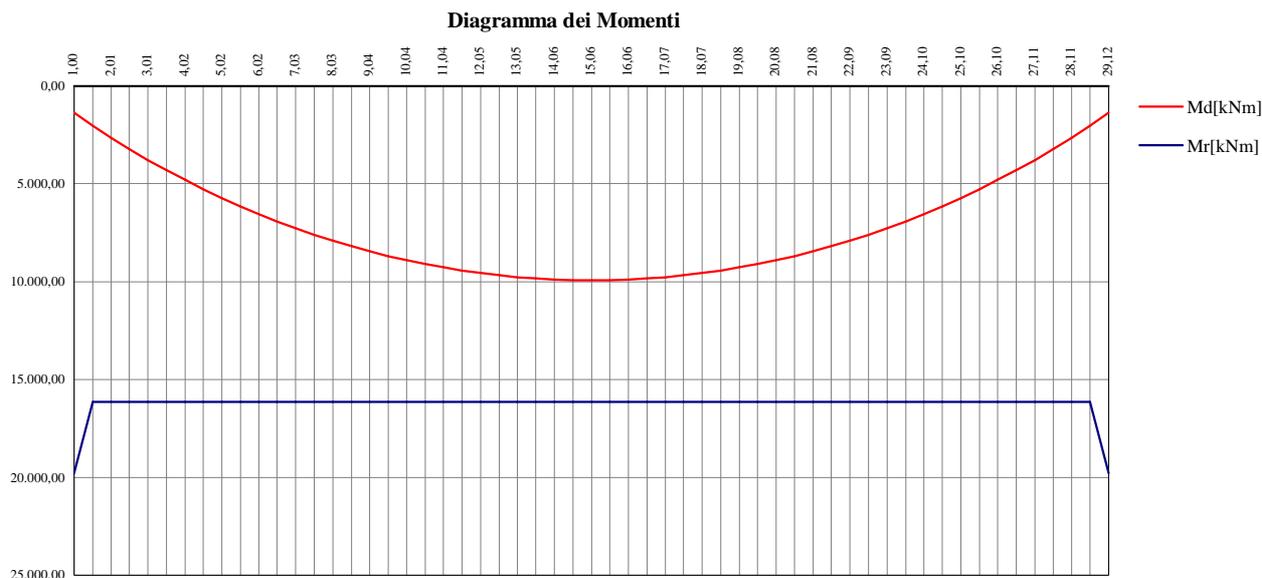
2.11.1.2. Caratteristiche della sezione c.a.p. pressoinflessa

La parte di calcestruzzo è definita mediante una successione di strisce, dall'alto verso il basso, aventi forma di trapezi isosceli. Ciascuna striscia è individuata dalla larghezza superiore, larghezza inferiore e dall'altezza. Ad ogni singola striscia corrisponde un valore della resistenza caratteristica cubica (R_{ck}) ed un valore del coefficiente di sicurezza γ_c .

L'armatura lenta (resistenza caratteristica $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$) è definita come successione di strati, ciascuno dei quali è individuato dalla distanza del baricentro dello strato dal lembo superiore della sezione, e dall'area dello strato d'armatura stesso.

Anche per l'armatura da precompresso (resistenza caratteristica a rottura $f_{ptk} = 1.770 \text{ N/mm}^2$) si è eseguita la suddivisione in strati allo stesso modo dell'armatura lenta. In più, per ciascuno strato d'armatura

SEZIONE		Momento di progetto Md[kNm]	Momento resistente Mr[kNm]	Sicurezza η
n	x[m]			
3	1,00	1.379,28	19.792,02	14,3495
4	1,51	2.026,90	16.143,23	7,9645
5	2,01	2.642,71	16.143,44	6,1087
6	2,51	3.227,28	16.143,63	5,0022
7	3,01	3.781,35	16.143,63	4,2693
8	3,51	4.305,75	16.143,63	3,7493
9	4,02	4.801,31	16.143,63	3,3623
10	4,52	5.268,80	16.143,63	3,0640
11	5,02	5.723,12	16.143,63	2,8208
12	5,52	6.151,89	16.143,63	2,6242
13	6,02	6.553,50	16.143,63	2,4634
14	6,53	6.928,72	16.143,63	2,3300
15	7,03	7.278,15	16.143,63	2,2181
16	7,53	7.602,41	16.143,63	2,1235
17	8,03	7.903,85	16.143,63	2,0425
18	8,53	8.184,55	16.143,63	1,9725
19	9,04	8.444,28	16.143,63	1,9118
20	9,54	8.683,04	16.143,63	1,8592
21	10,04	8.900,75	16.143,63	1,8137
22	10,54	9.097,45	16.143,63	1,7745
23	11,04	9.273,16	16.143,63	1,7409
24	11,55	9.427,90	16.143,63	1,7123
25	12,05	9.561,77	16.143,63	1,6884
26	12,55	9.674,78	16.143,63	1,6686
27	13,05	9.767,15	16.143,63	1,6528
28	13,55	9.838,80	16.143,63	1,6408
29	14,06	9.890,01	16.143,63	1,6323
30	14,56	9.920,73	16.143,63	1,6273
31	15,06	9.931,33	16.143,63	1,6255
32	15,56	9.920,73	16.143,63	1,6273
33	16,06	9.890,01	16.143,63	1,6323
34	16,57	9.838,80	16.143,63	1,6408
35	17,07	9.767,15	16.143,63	1,6528
36	17,57	9.674,78	16.143,63	1,6686
37	18,07	9.561,77	16.143,63	1,6884
38	18,57	9.427,90	16.143,63	1,7123
39	19,08	9.273,16	16.143,63	1,7409
40	19,58	9.097,45	16.143,63	1,7745
41	20,08	8.900,75	16.143,63	1,8137
42	20,58	8.683,04	16.143,63	1,8592
43	21,08	8.444,28	16.143,63	1,9118
44	21,59	8.184,55	16.143,63	1,9725
45	22,09	7.903,85	16.143,63	2,0425
46	22,59	7.602,41	16.143,63	2,1235
47	23,09	7.278,15	16.143,63	2,2181
48	23,59	6.928,72	16.143,63	2,3300
49	24,10	6.553,50	16.143,63	2,4634
50	24,60	6.151,89	16.143,63	2,6242
51	25,10	5.723,12	16.143,63	2,8208
52	25,60	5.268,80	16.143,63	3,0640
53	26,10	4.801,31	16.143,63	3,3623
54	26,61	4.305,75	16.143,63	3,7493
55	27,11	3.781,35	16.143,63	4,2693
56	27,61	3.227,28	16.143,63	5,0022
57	28,11	2.642,71	16.143,44	6,1087
58	28,61	2.026,90	16.143,23	7,9645
59	29,12	1.379,28	19.792,02	14,3495



2.11.2. Verifica delle sezioni agli appoggi

Essendo la precompressione realizzata in stabilimento mediante l'utilizzo di cavi pretesi, il trasferimento delle forze di precompressione dai trefoli alla trave avviene per aderenza. In queste zone, il calcolo di queste sezioni è eseguito come per le normali sezioni in calcestruzzo armato.

Nelle tabelle riportate di seguito si sintetizzano quindi i risultati delle verifiche di resistenza condotte proprio in queste sezioni speciali che sono la sezione in asse con gli appoggi e quella che ricade sulla ascissa limite oltre la quale è efficace la precompressione.

Per quanto riguarda il significato dei simboli adottati nelle tabelle che seguono, vale quanto segue:

Verifiche a flessione

Sezione numero d'ordine della sezione oggetto della verifica;
 σ_{fssup} tensione di lavoro nelle armature superiori della soletta di completamento;
 σ_{fsinf} tensione di lavoro nelle armature inferiori della soletta di completamento;
 σ_{ft1} tensione di lavoro dei ferri longitudinali nella trave;
 σ_{cs} tensione di lavoro nel cls. al lembo superiore della soletta;
 σ_{ct} tensione di lavoro nel cls. al lembo inferiore della trave;
 M_d momento flettente di progetto.

Verifiche a taglio

Sezione numero d'ordine della sezione oggetto della verifica;
 τ_{max} tensione tangenziale massima;
 τ_{co} tensione tangenziale limite per elementi privi di armatura a taglio;
 A_{st} area delle staffe presenti nella sezione per ogni metro lineare;
 σ_{st} tensione di lavoro delle staffe;
 A_{long} area dei ferri longitudinali per taglio;
 σ_{long} tensione di lavoro dei ferri longitudinali per taglio

Sezione	Tensioni nelle armature			Tensioni nel cls.		Sollec.
	σ_{fssup}	σ_{fsinf}	σ_{ft1}	σ_{cs}	σ_{ct}	M_d
1	14,64	13,00	-0,70	n.r.	-0,07	-26,45

Tabella 2.9: Verifica a flessione della sezione 1

Sezione	Tensioni		Staffe		Ferri longit.	
	τ_{max}	τ_{co}	A_{st}	σ_{st}	A_{long}	σ_{long}
1	0,98	0,93	80,42	112,42	63,71	239,91

Tabella 2.10: Verifica a taglio della sezione 1

Sezione	Tensioni nelle armature			Tensioni nel cls.		Sollec.
	σ_{fssup}	σ_{fsinf}	σ_{ft1}	σ_{cs}	σ_{ct}	M_d
2	-15,41	-5,52	77,24	-0,93	n.r.	840,52

Tabella 2.11: Verifica a flessione della sezione 2

Sezione	Tensioni		Staffe		Ferri longit.	
	τ_{max}	τ_{co}	A_{st}	σ_{st}	A_{long}	σ_{long}
2	0,88	0,93	80,42	101,46		

Tabella 2.12: Verifica a taglio della sezione 2

Pertanto le verifiche sono tutte soddisfatte.

3. CALCOLO DELLA SOLETTA DI IMPALCATO

3.1. SBALZI DELLA SOLETTA

Questi rappresentano gli sbalzi trasversali posti sia lungo la campata dell'impalcato che in prossimità della zona di appoggio delle travi.

Nella figura sottostante è rappresentata una sezione trasversale dello sbalzo ed a seguire una tabella riassuntiva riportante le caratteristiche geometriche.

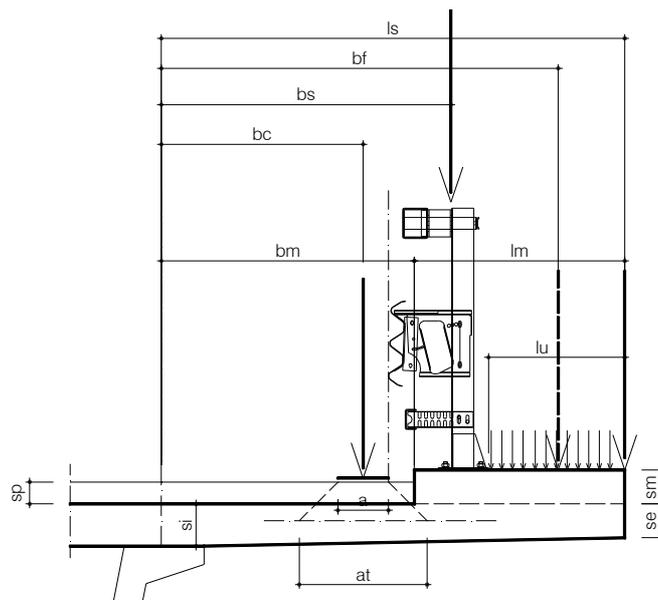


Figura 3.1: Sezione trasversale sbalzo

GEOMETRIA DELLO SBALZO

a	lato della impronta del carico	0,30 m
s _e	spessore della soletta al limite esterno	0,25 m
s _i	spessore della soletta sull'incastro	0,25 m
l _m	larghezza marciapiede	1,50 m
s _m	spessore marciapiede	0,18 m
s _p	spessore della pavimentazione bituminosa	0,12 m
b _s	braccio del sicurvia dall'incastro	0,20 m
d _m	bordo marciapiede dall'incastro	0,00 m
b _f	braccio del carico folla rispetto all'incastro	0,00 m
l _u	larghezza utile del marciapiede	0,00 m
l _s	lunghezza dello sbalzo	1,32 m
P _{gs}	Peso unitario del sicurvia	0,90 kN/m

Tabella 3.1: Geometria dello sbalzo

FINITURE ACCESSORIE (CARTER-RETE DI PROTEZIONE)

b	Braccio rispetto all'incastro delle finiture	2,10 m
q	Peso a metro lineare delle finiture	6,75 kN/m

Lo schema statico riguardante la soletta in prossimità degli sbalzi è quello di una mensola vincolata in corrispondenza della mezzeria dei bordi superiori delle travi ad Omega dell'impalcato. La luce di calcolo viene determinata sulla base delle caratteristiche geometriche trasversali dell'impalcato. Note quindi le caratteristiche geometriche e le azioni applicate (g_1 =peso proprio delle strutture e g_2 =carichi permanenti portati) è possibile calcolare le sollecitazioni agenti nella soletta per metro lineare.

SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI PERMANENTI						
	g_1	g_2				
	<i>P.p. soletta</i>	<i>Marciapiede</i>	<i>Pav. Stradale</i>	<i>Sicurvia</i>	<i>Barr. Fonoas.</i>	<i>Finiture acc.</i>
M	-5,45	-3,92	0,00	-0,18	0,00	-14,18
N	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V	8,25	5,94	0,00	0,90	0,00	6,75

Tabella 3.2:Sollecitazioni dovute ai carichi permanenti

Per l'applicazione dei carichi mobili l'area teorica di impronta della singola ruota a x a, viene assunta maggiore di quella $a_0 \times a_0$ effettiva di contatto sulla pavimentazione, come fornita dalle norme. Si ipotizza infatti che avvenga una diffusione a 45° delle pressioni fino al piano medio della soletta.

Questa ripartizione è sicuramente prudenziale in quanto indagini sperimentali hanno dimostrato che l'area equivalente è quella che si avrebbe diffondendo il carico fino al baricentro dei ferri inferiori.

Il calcolo della soletta viene eseguito su di un tratto di larghezza unitaria, assimilandola ad un elemento trave soggetto ad una sola fila di tre carichi concentrati del tipo q_{1c} (carico isolato da 100 kN con impronta quadrata di lato 0,3 m) previsti dalla normativa vigente. Per considerare l'effetto piastra, la porzione trasversale di soletta collaborante è maggiore rispetto a quella sottesa dall'ingombro dei soli carichi. Essa è ottenuta proiettando a 45° verso l'appoggio l'ingombro del gruppo di carichi considerato, come mostrato nella figura che segue.

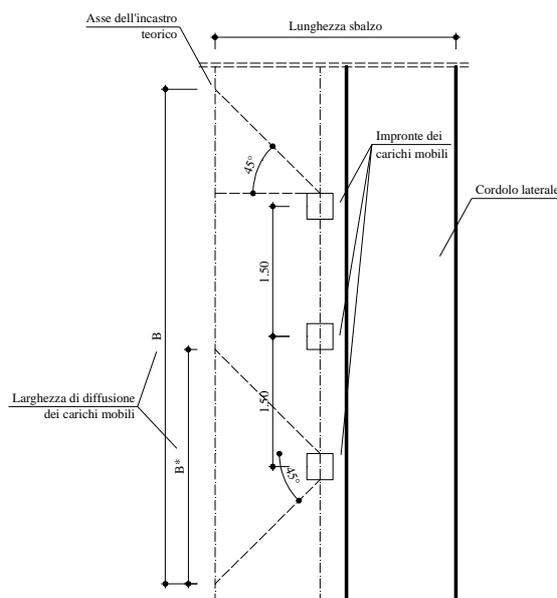


Figura 3.2:Schema dello sbalzo

Si assume come larghezza di diffusione la peggiore dal punto di vista dei carichi tra quella ottenuta considerando una sola ruota (B*) o tutte e tre le ruote (B) del veicolo previsto dalla normativa vigente, in modo da poter determinare in seguito il momento flettente a metro lineare dovuto ai carichi mobili.

B ₁	Larghezza soletta reagente (3 carichi)	3,3 m
B ₂	Larghezza soletta reagente (1 carico)	1,5 m
B	Larghezza effettiva della soletta reagente	3,3 m

Nella tabella che segue sono riportate le sollecitazioni per metro lineare per effetto dell'applicazione di q_1 =carichi mobili, q_2 =incremento dinamico dei carichi mobili (si è assunto un coefficiente dinamico $\Phi = 1,4$) e q_8 =urto di veicoli in svio.

SOLLECITAZIONI DOVUTE AI CARICHI ACCIDENTALI				
	q_1 <i>Car. Mob.</i>	q_2 <i>Eff. Din.</i>	q_5 <i>Vento su barr.</i>	q_8 <i>Svio Veic.</i>
M	-8,98	-3,59	0,00	-11,52
N	0,00	0,00	0,00	13,64
V	45,45	18,18	0,00	0,00

Tabella 3.3: Sollecitazioni dovute ai carichi accidentali

Per il calcolo delle armature della soletta dell'impalcato col metodo delle tensioni ammissibili, tutti i carichi descritti sono stati combinati secondo quanto stabilito dalla Normativa, in particolare:

$$g_1+g_2 = \text{azioni permanenti}$$

$$AII = g_1+g_2+q_1+q_2+q_8$$

Per la verifica degli stati limite di fessurazione, i carichi descritti sono stati combinati secondo quanto stabilito dalla Normativa, in particolare:

$$FI = g_1+g_2$$

$$FII = g_1+g_2+q_1$$

$$FIII = g_1+g_2+0.7q_1$$

Le sollecitazioni agenti nella soletta per metro lineare che derivano dalle combinazioni di carico sono sintetizzate nella tabella che segue.

COMBINAZIONI DI CARICO						
	g_1+g_2	AII	FI	FII	FIII	Fatica
M	-23,72	-47,81	-23,72	-32,70	-30,00	-32,70
N	0,00	13,64	0,00	0,00	0,00	0,00
V	21,84	85,48	21,84	67,29	53,66	67,29

Tabella 3.4: Sollecitazioni derivanti dalle combinazioni dei carichi

Si definiscono le caratteristiche geometriche della sezione della soletta e le proprietà dei materiali adottati.

DATI DELLA SEZIONE IN CLS			
c	B	H	h
m	m	m	m
0,03	1,00	0,25	0,22

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
37,00	11,50	3,00	0,69	2,03	430	255

Si predisporranno quindi le *armature trasversali* riportate in tabella.

ARMATURA TRASVERSALE SU UN METRO									
Armatura superiore					Armatura inferiore				
n_1	\varnothing_1	n_2	\varnothing_2	A_{fs}	n_1	\varnothing_1	n_2	\varnothing_2	A_{fi}
10	14			15,39	5	14			7,70

Tabella 3.5: Armatura trasversale per metro lineare di soletta

In base all'armatura trasversale adottata si verifica dunque che per ogni combinazione di carico le tensioni di lavoro nel calcestruzzo e nell'acciaio non superano quelle ammissibili.

TENSIONI DI LAVORO DEI MATERIALI							
	g_1+g_2	AII	FI	FII	FIII	Fatica	U.m.
σ_c	-2,74	-5,49	-2,74	-3,78	-3,47	-3,78	N/mm ²
σ_f	79,36	164,11	79,36	109,39	100,38	109,39	N/mm ²

Tabella 3.6: Verifica delle tensioni ammissibili nei materiali

VERIFICHE A TAGLIO							
	g_1+g_2	AII	FI	FII	FIII	Fatica	U.m.
y_n	0,0751	0,0735	0,0751	0,0751	0,0751	0,0751	m
S_n	0,0033	0,0032	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033	m ³
J_n	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	m ⁴
τ_{max}	0,1125	0,4211	0,1125	0,3466	0,2763	0,3466	N/mm ²

Tabella 3.7: Verifica a taglio nel Cls.

Sono soddisfatte anche le verifiche a taglio in quanto la tensione tangenziale nel calcestruzzo è inferiore rispetto a quella ammissibile per elementi privi di armatura a taglio.

VERIFICHE A FESSURAZIONE				
	FI	FII	FIII	U.m.
w_m	0,07	0,10	0,09	mm
W_r	0,10	0,20	0,10	mm

VERIFICHE A FATICA			
σ_{min}	σ_{max}	σ_{rid}	U.m.
79,36	109,39	255,00	N/mm ²

Tabella 3.8: Verifica a fessurazione e a fatica

Come si evince dalle tabelle riportate, anche le verifiche a fessurazione ed a fatica restano soddisfatte.

In *direzione longitudinale* l'armatura disposta su entrambe le facce sarà calcolata in ragione del 25% di quella disposta in direzione trasversale, pertanto si utilizzeranno i ferri elencati nel seguito.

ARMATURA LONGITUDINLE 25% SU UN METRO									
Armatura superiore				Armatura inferiore					
n₁	Ø₁	n₂	Ø₂	A_{fs}	n₁	Ø₁	n₂	Ø₂	A_{fi}
5	12			5,65	5	12			5,65

Tabella 3.9: Armatura longitudinale per metro lineare di soletta

4. CALCOLO APPARECCHI DI APPOGGIO

4.1. LO SCHEMA DI VINCOLO

Il viadotto risulta composto da 2 impalcati con luce di 31,00 m. Le travi sono semplicemente appoggiate alle estremità. L'impalcato del viadotto è vincolato in modo da ottenere uno schema globale della struttura di tipo isostatico. Si prevedono appoggi in acciaio-teflon, fissi, multidirezionali e unidirezionali.

Il viadotto oggetto di studio è ubicato in una zona sismica, caratterizzata da un grado di sismicità $S = 6$.

La figura seguente riporta lo schema di vincolo della struttura.

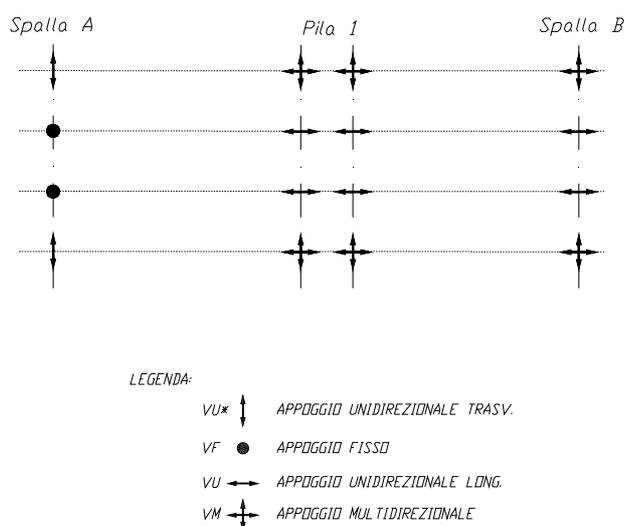


Figura 4.1: Schema di vincolo dell'impalcato

4.2. AZIONI AGENTI

4.2.1. Azione del sisma nella direzione longitudinale e trasversale

Il metodo adottato per la determinazione delle forze sismiche orizzontali longitudinali e trasversali è quello semplificato, di tipo statico, nel quale si calcola la forza di inerzia in funzione dei soli carichi permanenti agenti sull'impalcato. La formula è di seguito riportata:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot W$$

La forza sismica orizzontale è calcolata in due differenti modi, a seconda che si tratti delle strutture destinate ad assorbire le forze sismiche oppure dei sistemi di vincolo delle travi. Nei due casi è utilizzato infatti un coefficiente di struttura differente come specificato nel seguito.

PARAMETRI SISMICI		
Grado di sismicità S	6	
Coeff. intensità sismica C	0,04	
Coeff. fondazione ϵ	1,2	
Coeff. Struttura β	1,2	<i>Per le strutture</i>
Coeff. Struttura β	2,5	<i>Per gli appoggi e le barre</i>
Coeff. protezione sism. I	1	
Coeff. Di risposta R	1	

Tabella 4.1: Definizione dei parametri sismici

Dall'analisi dei carichi si è valutato il peso totale dell'impalcato W dovuto ai carichi permanenti, quindi in base a questo si sono calcolate le azioni sismiche orizzontali longitudinali e trasversali agenti su ogni impalcato del viadotto.

CALCOLO AZIONE SISMICA LONGITUDINALE E TRASVERSALE SULL'IMPALCATO				
	LUNGHEZZA	PESO	F. SISMICA LONG.	F. SISMICA TRASV.
	m	kN	kN	kN
Impalcato 1	31,00	7837	940	940
Impalcato 2	31,00	7837	940	940

Tabella 4.2: Calcolo della forza sismica orizzontale longitudinale e trasversale sull'impalcato

4.3. DIMENSIONAMENTO DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO

Considerando le azioni agenti sulla struttura si sono determinate le caratteristiche di portanza dei dispositivi di vincolo che si prevede di adottare sulle pile e sulle spalle.

4.3.1. Azione sismica orizzontale trasversale

L'azione sismica trasversale viene trasmessa dall'impalcato ai dispositivi di vincolo e si risente esclusivamente negli appoggi unidirezionali longitudinali.

In corrispondenza della pila si disporranno quattro appoggi unidirezionali longitudinali mentre sulla spalla fissa si disporranno due fissi in luogo dei due appoggi unidirezionali longitudinali dell'altra spalla mobile dell'impalcato. Pertanto la reazione orizzontale trasversale del singolo appoggio sarà ottenuta dividendo la forza trasversale che complessivamente agisce sui dispositivi di vincolo, per il numero degli appoggi unidirezionali longitudinali disposti.

CALCOLO DELL'AZIONE TRASVERSALE SUL SINGOLO APPOGGIO				
	POSIZIONE APPOGGI	F. TRASV. TOT. SUGLI APPOGGI	N. APP. UNID.	REAZ. TRASV. APPOGGIO
		kN		kN
SPALLA A		470	2	235
PILA 1	<i>Impalc. 1</i>	470	2	235
	<i>Impalc. 2</i>	470	2	235
SPALLA B		470	2	235

Tabella 4.3: Calcolo dell'azione trasversale sul singolo dispositivo di vincolo

4.3.2. Azione verticale

La forza verticale agisce sui entrambi i tipi di dispositivi di vincolo, unidirezionale longitudinale e multidirezionale. Essa è data dalla somma di due distinti contributi: il primo è legato al valore dei carichi permanenti, mentre il secondo è funzione dei carichi mobili applicati.

Il contributo dovuto ai carichi permanenti è distribuito uniformemente su tutti i dispositivi di appoggio ed è stato calcolato sulla base del peso di ogni singolo impalcato comprensivo dei sovraccarichi permanenti oltre che dei pesi propri.

L'effetto dei carichi mobili è stato valutato invece relativamente alla disposizione dei carichi che provoca il massimo valore del taglio nella trave più sollecitata.

Nella tabella riassuntiva seguente si riportano i valori ottenuti dal calcolo.

CALCOLO DELL'AZIONE VERTICALE SUL SINGOLO APPOGGIO					
	POSIZIONE APPOGGI	N. APPOGGI UNID. E MULTID.	F. VERT. PER CARICHI PERM.	F. VERTICALE MASSIMA PER CARICHI MOBILI	F. VERTICALE TOTALE
			kN	kN	kN
SPALLA A		4	980	548,9	1529
PILA 1	<i>Impalc. 1</i>	4	980	548,9	1529
	<i>Impalc. 2</i>	4	980	548,9	1529
SPALLA B		4	980	548,9	1529

Tabella 4.4: Calcolo dell'azione verticale sul singolo dispositivo di vincolo

4.3.3. Riepilogo delle proprietà dei dispositivi

Sulla base dei calcoli condotti, si ottiene che i vincoli dovranno soddisfare le caratteristiche elencate nel seguito.

CARATTERISTICHE DEI DISPOSITIVI DI APPOGGIO						
	POSIZIONE APPOGGI	APPOGGIO UNIDIREZIONALE		APPOGGIO MULTIDIREZIONALE	APPOGGIO FISSO	
		V	Ht	V	V	Ht/Ht
		kN	kN	kN	kN	kN
SPALLA A		1529	235	1529	1529	235
PILA 1	<i>Impalc.1</i>	1529	235	1529	1529	235
	<i>Impalc.2</i>	1529	235	1529	1529	235
SPALLA B		1529	235	1529	1529	235

<i>Note</i>	
V	<i>Forza verticale massima</i>
Ht/l	<i>Forza orizzontale trasversale/longitudinale massima</i>

Tabella 4.5: Portanza dei dispositivi di vincolo

5. VERIFICA A TRAZIONE DELL' ARMATURA LONGITUDINALE DELLA SOLETTA

Il calcolo dell'armatura longitudinale è stata effettuata considerando l'effetto dell'azione sismica longitudinale che agisce nella soletta dell'impalcato.

Nella tabella seguente si riportano i parametri sismici adoperati per il calcolo.

PARAMETRI SISMICI		
Grado di sismicità S	6	
Coeff. intensità sismica C	0,04	
Coeff. fondazione ϵ	1,2	
Coeff. Struttura β	1,2	<i>Per le strutture</i>
Coeff. Struttura β	2,5	<i>Per gli appoggi e le barre</i>
Coeff. protezione sism. I	1	
Coeff. Di risposta R	1	

Tabella 5.1: Parametri sismici

Si osserva come l'intensità dell'azione sismica longitudinale varia linearmente dalla spalla mobile alla spalla fissa, in funzione della posizione della sezione del viadotto presa in considerazione per il calcolo.

Nella tabella successiva si sintetizzano i risultati ottenuti dal calcolo. In essa è riportata la forza sismica longitudinale che agisce per metro di soletta. Dividendo questa per la tensione ammissibile dell'acciaio dell'armatura, si ottiene l'armatura minima da disporre nell'impalcato necessaria a resistere alla forza sismica longitudinale.

Infine nelle ultime due colonne si sono riportate l'armatura disposta e l'area corrispondente. Si osserva come l'area dell'armatura disposta sia in ogni caso superiore di quella minima richiesta.

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE SOLETTA PER EFFETTO DELL'AZIONE SISMICA						
		FORZA SISMICA LONGITUD.	FORZA SISM. LONG. PER m DI SOLETTA	AREA MINIMA ARMATURA	ARMATURA DISPOSTA	AREA ARMAT. DISPOSTA
		kN	kN/m	cm ²		cm ²
SPALLA A	<i>Impalc.1</i>	0	0	0	10 Ø12	11,31
PILA 1	<i>Impalc. 1</i>	451	93	3,65	10 Ø12	11,31
	<i>Impalc. 2</i>				10 Ø12	11,31
SPALLA B	<i>Impalc. 2</i>	903	185	7,25	10 Ø12	11,31

Tabella 5.2: Calcolo armatura longitudinale soletta

6. CALCOLO DELLA PILA

Il calcolo delle sollecitazioni sulla pila è stato effettuato utilizzando un modello agli E.F. La struttura è stata schematizzata mediante elementi lastra-piastra a spessore variabile ed è stata ipotizzata incastrata in corrispondenza della zattera di fondazione. I carichi trasmessi dall'impalcato sono stati applicati in corrispondenza dei baggioli.

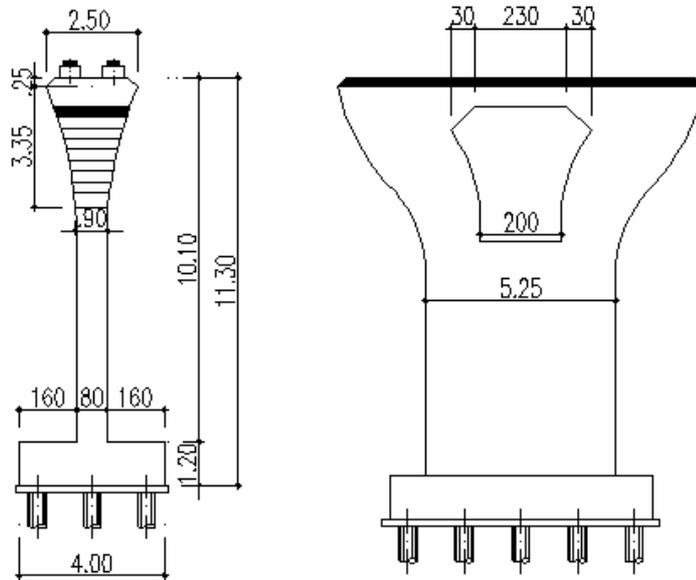


Figura 6.1: Geometria della pila

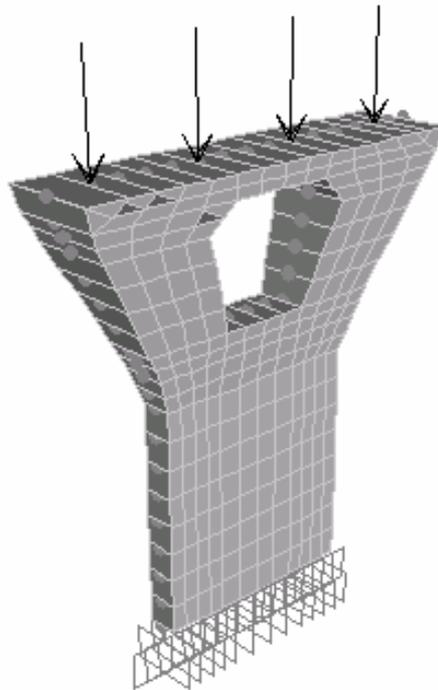


Figura 6.2: Modello agli EF della pila

6.1. ANALISI DEI CARICHI

I carichi permanenti derivano dall'analisi dell'impalcato fatta in precedenza.

Per i carichi mobili si considerano 3 disposizioni (Max N, Max ML, Max MT) definite come segue:

- Max N: Massimo carico verticale su entrambe le campate adiacenti alla pila
- Max ML: Massimo carico verticale su una sola campata
- Max MT: Massima eccentricità trasversale dei carichi su entrambe le campate adiacenti alla pila

La resistenza parassita dei vincoli è calcolata con un coefficiente d'attrito pari a 0,04.

Le azioni sismiche si calcolano mediante analisi statica equivalente.

Le combinazioni di carico sono quelle previste dalla normativa per il metodo delle tensioni ammissibili (AI,AII,AIII,AIV,AV)

CONDIZIONI DI CARICO	RISULTANTE SUI BAGGIOLI				
	N kN	HL kN	HT kN	ML kNm	MT kNm
Permanenti Impalcato	7836	0	0	0	0
Accident. Impalcato max N	2123	0	0	0	3891
Accident. Impalcato max ML	1630	0	0	978	2988
Accident. Impalcato max MT	1415	0	0	0	4246
Frenamento su impalcato	0	0	0	0	0
Azione Centr. su impalcato	0	0	0	0	0
Vento su impalcato	0	0	389	0	992
Sisma long. su impalcato	0	0	0	0	0
Sisma trasv. su impalcato	0	0	451	0	474
Sisma vert. su impalcato	627	0	0	0	0
Attrito dei vincoli	0	313	0	0	0

Tabella 6.1: Azioni sulla testa della pila in ciascuna condizione di carico

6.2. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Le figure seguenti riportano i diagrammi delle sollecitazioni più significativi:

COMB All (Max N) : Nvert [kN/m]

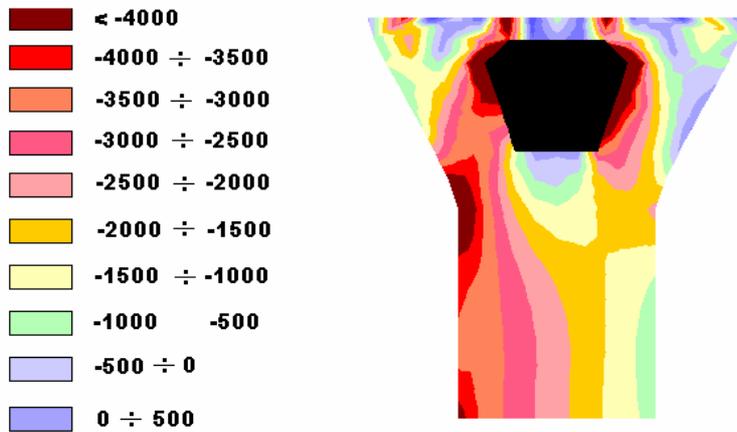


Figura 6.3: Sforzo normale unitario verticale

COMB All (Max ML) : Nvert [kN/m]

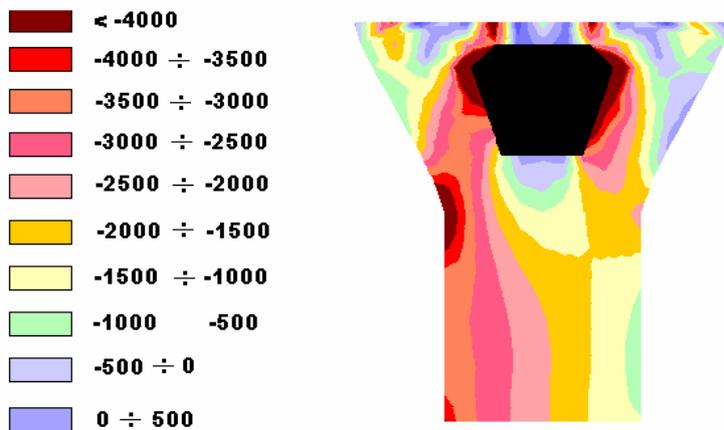


Figura 6.4: Sforzo normale unitario verticale

COMB AII (Max ML) : Mlong [kNm/m]

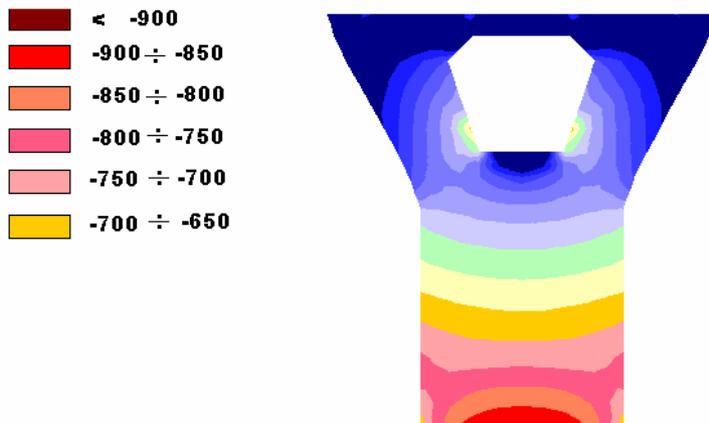


Figura 6.5: Momento longitudinale unitario

6.3. VERIFICA DELLE ARMATURE

Si riportano le verifiche a presso flessione e taglio del fusto della pila e del traverso superiore in corrispondenza del pulvino.

L'armatura principale del fusto è pari a: $10\phi 26$ superiori + $10\phi 26$ inferiori al metro

VERIFICA FUSTO (Comb AII Max N)

SEZIONE UNITARIA: 1,00 x 0,80 m

$N = -3800$ kN , $M = 800$ kNm

$\sigma_{cls,max} = -9,1$ MPa

$\sigma_{acc,max} = 11$ MPa

VERIFICA FUSTO (Comb AII Max ML)

SEZIONE UNITARIA: 1,00 x 0,80 m

$N = -3600$ kN , $M = 880$ kNm

$\sigma_{cls,max} = -9,5$ MPa

$\sigma_{acc,max} = 27$ MPa

$\tau_{max} = 0,00$ MPa , per $b = 0,00$ m

VERIFICA FUSTO (Comb AII Max ML)

SEZIONE UNITARIA: 1,00 x 0,80 m

$N = -1000$ kN , $M = 880$ kNm

$\sigma_{cls,max} = -7,9$ MPa

$\sigma_{acc,max} = 159$ MPa

VERIFICA TRAVERSO SUPERIORE (Comb AII Max N)

SEZIONE EFFETTIVA: 2,40 x 0,55 m

ARMATURA LONG: 10 ϕ 26 superiori + 20 ϕ 26 inferioriSTAFFE: ϕ 12 ad 8 bracci , passo 10 cm = 0,00905 m² / m

COMBINAZIONE: AII (Max N)

N = 1265 kN , M = 230 kNm , T = 1000 kN

 $\sigma_{cls,max} = 0,0$ MPa (sez. tensoinflessa) $\sigma_{acc,max} = 108$ MPa $\tau_{max} = 0,89$ MPa > τ_{c0} $\sigma_{st} = 0,89 \times 2,40 / 0,00905 = 235$ MPa

7. SPALLA 1

7.1.1. Schema statico e geotecnico adottato

Si utilizza un modello bidimensionale ovvero si considerano le azioni e le sollecitazioni agenti su una striscia di spalla larga 1 m. Il paramento verticale e la zattera di fondazione sono schematizzate come mensole incastrate in corrispondenza della loro linea d'intersezione.

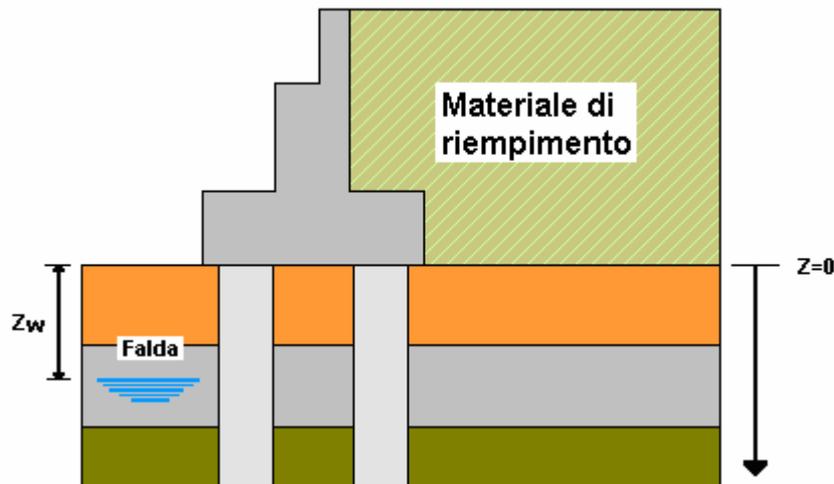


Figura 7.1: Schema statico e geotecnico della spalla

Dal punto di vista geotecnico, si ipotizza l'esistenza di un unico materiale di riempimento (terrapieno) a monte della spalla che si suppone esteso fino alla base della zattera di fondazione. Gli altri strati sono quelli di fondazione e sono posizionati al di sotto della base della zattera. Si ipotizza assenza di terreno a valle della spalla. Si trascura la presenza dello strato di magrone alla base della zattera.

7.2. CALCOLO DELLE AZIONI SULLE SPALLE

7.2.1. Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni trasmesse dall'impalcato si schematizzano come forze concentrate orizzontali e verticali applicate in corrispondenza degli apparecchi d'appoggio o in testa alla trave paraghiaia.

CONDIZIONI / COMB. DI CARICO	AZIONI SULLA SPALLA PER m LINEARE	
	N [kN]	HL [kN]
Permanenti impalcato	315	
Accidentali impalcato	203	
Frenamento su impalcato		17,6
Attrito dei vincoli		28,32
Sisma longitudinale su impalcato		72,51
COMBINAZIONE AIII	518	45,92
COMBINAZIONE AV	315	72,51

7.2.2. Spinta statica del terreno di riempimento

Il calcolo della spinta statica del terrapieno sul muro viene effettuato secondo la teoria di Coulomb. In particolare si utilizzerà il valore della spinta attiva in condizioni drenate assumendo un angolo di attrito terramuro pari a 2/3 dell'angolo di attrito del terrapieno. La formula della spinta statica è la seguente:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka$$

Dove:

Ka = coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione di Muller - Breslau.

γ = peso specifico del terrapieno

H = altezza della superficie di spinta

Il corrispondente diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto.

7.2.3. Spinta statica dei sovraccarichi sul terreno di riempimento

La spinta dovuta ad un generico sovraccarico Q uniforme sul terreno a monte è data dalla relazione:

$$S = Q \cdot H \cdot Ka$$

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno/parete assunto pari a 2/3 dell'angolo d'attrito del terrapieno. Il diagramma delle pressioni sulla parete in questo caso è costante. Il valore di Q , corrispondente alle azioni del traffico, si assume pari a 20 kN/mq come suggerito da diversi autori.

7.2.4. Spinta sismica del terreno

La sovraspinta sismica del terreno ΔS viene calcolata (come previsto dalla normativa) con il metodo di Mononobe-Okabe basato sulle seguenti relazioni:

$$\theta = \arctan (C)$$

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

$$\Delta S = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta} \cdot S(\varepsilon', \beta') - S(\varepsilon, \beta)$$

Dove:

ε = inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale

β = inclinazione della parete rispetto alla verticale

C = coefficiente di intensità sismica

Il diagramma corrispondente delle pressioni sulla parete si suppone triangolare con il vertice rivolto verso il basso.

7.2.5. Forze d'inerzia della spalla e del terrapieno

Le forze d'inerzia orizzontali legate alla massa della struttura e del terrapieno a monte, indotte dal sisma, si valutano mediante l'espressione:

$$F_i = C \cdot W_i$$

Dove:

W_i = peso dell'elemento strutturale o del terrapieno

C = coefficiente d'intensità sismica

7.2.6. Combinazioni di carico

Ai fini del calcolo tutte queste azioni vengono raggruppate nelle due combinazioni di carico seguenti

COMBINAZIONE AIII (STATICA)

- Peso impalcato + carichi permanenti
- Carichi mobili + effetto dinamico
- Azione longitudinale di frenamento
- Attrito dei vincoli o forze di richiamo elastico degli appoggi
- Peso proprio della spalla
- Peso del terrapieno
- Spinta statica del terreno
- Spinta statica dei sovraccarichi sul terreno

COMBINAZIONE AV (SISMICA)

- Peso impalcato + carichi permanenti
- Sisma verticale e longitudinale su impalcato
- Peso proprio della spalla
- Peso del terrapieno
- Spinta statica del terreno
- Forza inerziale legata alla massa della spalla
- Forza inerziale legata alla massa del terrapieno
- Sovrappinta sismica del terreno

7.3. CALCOLO SPALLA 1

La figura seguente riporta le dimensioni principali della struttura. Si effettuano in seguito le verifiche locali della trave paraghiaia considerando la reale sezione reagente.

7.3.1. Dati geometrici di calcolo

Nelle tabelle e figure che seguono si riportano i dati geometrici del modello utilizzato nel calcolo della struttura:

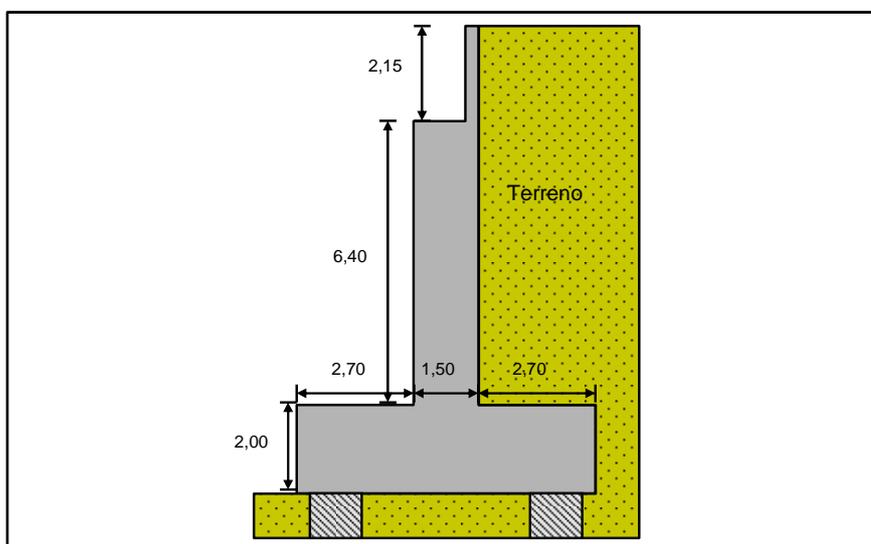


Figura 7.2: Sezione trasversale schematica della spalla in esame

DATI GEOMETRICI RELATIVI ALLA SPALLA	
Larghezza spalla (ortogonale alla figura)	12,45 m
Spessore paraghiaia	0,30 m
Altezza paraghiaia	2,15 m
Spessore paramento	1,50 m
Altezza paramento	6,40 m
Lunghezza mensola di monte	2,70 m
Lunghezza mensola di valle	2,70 m
Spessore piastra di fondazione	2,00 m
Altezza paramento+paraghiaia	8,55 m
Lunghezza totale fondazione	6,90 m

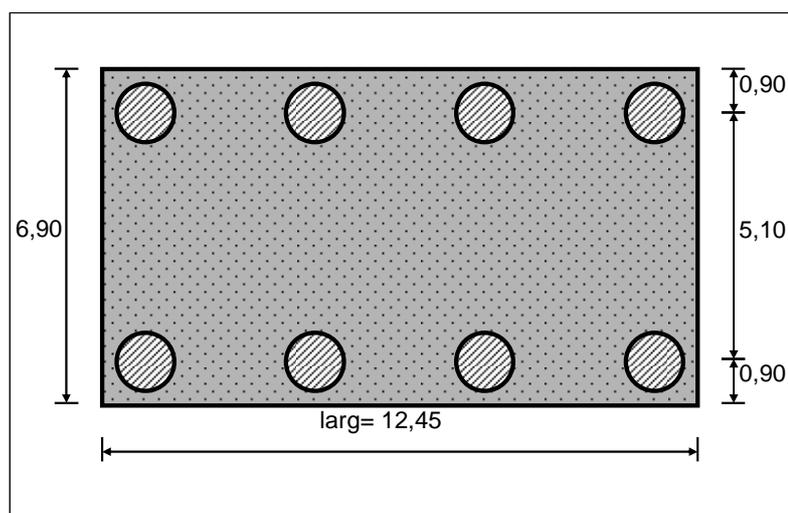


Figura 7.3: Pianta schematica della palificata di fondazione

DATI GEOMETRICI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE					
n.file da monte	Y della fila m	n. pali nella fila	interasse m	Diametro m	Lunghezza m
1	0,90	4	3,55	1,20	32
2	6,00	4	3,55	1,20	32

7.3.2. Carichi trasmessi dall'impalcato

La tabella seguente riporta le risultanti, per metro di larghezza, delle azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla suddivise per combinazione di carico.

CARICHI ESTERNI PER CIASCUNA COMBINAZIONE DI CARICO		
Tipo di carico	Combinazione 1 (statica)	Combinazione 2 (sismica)
Forza vert. sulla testa del paramento (C1)	518 kN	315 kN
Forza orizz.sulla testa del paramento (C2)	46 kN	73 kN
Forza orizz.sulla testa del paraghiaia (C3)	0 kN	0 kN

7.3.3. Calcolo delle spinte e delle forze inerziali

La figura seguente riassume tutte le azioni agenti sulla spalla (per unità di larghezza). Le forze C1, C2, C3 sono dovute all'impalcato. Per completezza si riportano i risultati del calcolo delle rimanenti azioni (da S1 a S11) che rappresentano le spinte e le forze inerziali.

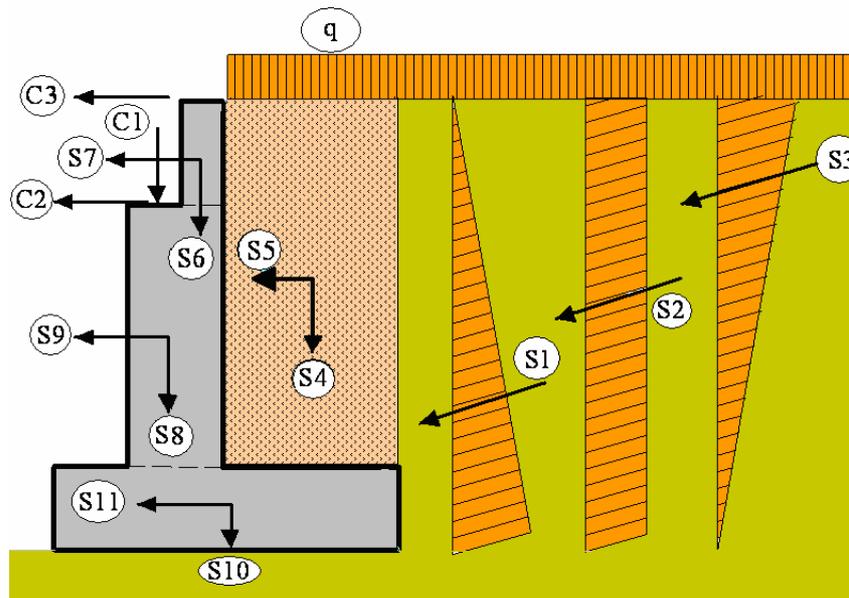


Figura 7.4: Schema riassuntivo di tutte le azioni agenti sulla spalla

CALCOLO DELLE SPINTE E DELLE FORZE INERZIALI	
Inclinazione delle spinte del terreno	23,33 °
Coefficiente di spinta attivo statico (K_a)	0,2710
Coefficiente θ	2,2906 °
Coefficiente A	0,9992
Coefficiente di spinta attivo dinamico (K_{ae})	0,2928
Altezza superficie di spinta	10,55 m
Risultante spinta statica del terreno (S1)	301,62 kN
Risultante spinta dovuta al sovraccarico (S2)	57,18 kN
Risultante spinta sismica del terreno (S3)	23,98 kN
Peso riempimento (S4)	461,70 kN
Inerzia del riempimento (S5)	18,47 kN
Peso paraghiaia (S6)	16,13 kN
Inerzia paraghiaia (S7)	0,65 kN
Peso paramento (S8)	240,00 kN
Inerzia del paramento (S9)	9,60 kN
Peso fondazione (S10)	345,00 kN
Inerzia fondazione (S11)	13,80 kN

7.3.4. Verifica sezioni del paramento e del paraghiaia

Si riportano le verifiche a presso flessione relative alle tre sezioni seguenti:

- 1) base del paraghiaia ($Z = h$. paramento)
- 2) generica sezione sul paramento (Z generico)
- 3) base del paramento ($Z = 0$)

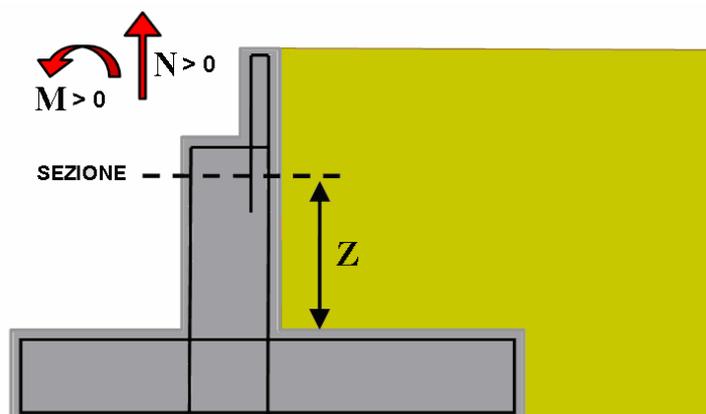


Figura 7.5: Significato dei simboli utilizzati

VERIFICA BASE PARAGHIAIA		Z= 6,40 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte:	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-24	20	-1,1	19
Comb.2 (sismica)	-23	23	-1,3	22

VERIFICA SEZIONE PARAMENTO		Z= 6,40 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-542	20	-0,4	-4
Comb.2 (sismica)	-338	23	-0,3	-2

VERIFICA BASE PARAMENTO		Z= 0,00 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-858	1011	-3,7	87
Comb.2 (sismica)	-647	1223	-4,3	138

7.3.5. Calcolo delle azioni sulla zattera e sui pali

Le tabelle seguenti riportano gli scarichi all'intradosso della fondazione per metro di larghezza di spalla calcolati rispetto al baricentro della stessa, necessari per il calcolo degli scarichi in testa a ciascun palo

SCARICHI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONE PER m DI SPALLA			
Combinazione	N kN	M kNm	T kN
Comb.1 (statica)	-1758	573	383
Comb.2 (sismica)	-1489	971	421

SCARICHI IN TESTA AI PALI - COMB.1 (STATICA)				
n. fila	Y fila m	N kN	M kNm	T kN
1	0,90	-1860	1339	596
2	6,00	-3610	1339	596
3	0,00			
4	0,00			
5	0,00			

SCARICHI IN TESTA AI PALI - COMB.2 (SISMICA)				
n. fila	Y fila m	N kN	M kNm	T kN
1	0,90	-1148	1471	655
2	6,00	-3487	1471	655
3	0,00			
4	0,00			
5	0,00			

7.3.6. Verifica della zattera

La tabella seguente riporta la verifica a flessione della zattera di fondazione. Per ciascuna combinazione di carico si calcolano le tensioni estreme nel cls e nelle armature in corrispondenza della sezione di momento massimo e minimo.

VERIFICA SEZIONE ZATTERA				
Armatura	Superiore		Ø 24 / 10 cm	
	Inferiore		Ø 24 / 10 cm	
Combinazione		M kNm	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	M max	2038	-4,3	246
	M min	-492	-1,0	59
Comb.2 (sismica)	M max	1876	-3,9	226
	M min	-559	-1,2	67

La tabella successiva riporta la verifica a punzonamento.

VERIFICA A PUNZONAMENTO	
Sforzo normale max agente in testa al palo	3610 kN
Distanza minima tra l'asse dei pali e il bordo fondazione	0,90 m
Perimetro critico	4,27 m
Superficie critica	8,55 m ²
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,42 Mpa

8. SPALLA 2

8.1. CALCOLO SPALLA 2

8.1.1. Dati geometrici di calcolo

Nelle tabelle e nelle figure che seguono si riportano i dati geometrici del modello utilizzato nel calcolo della struttura:

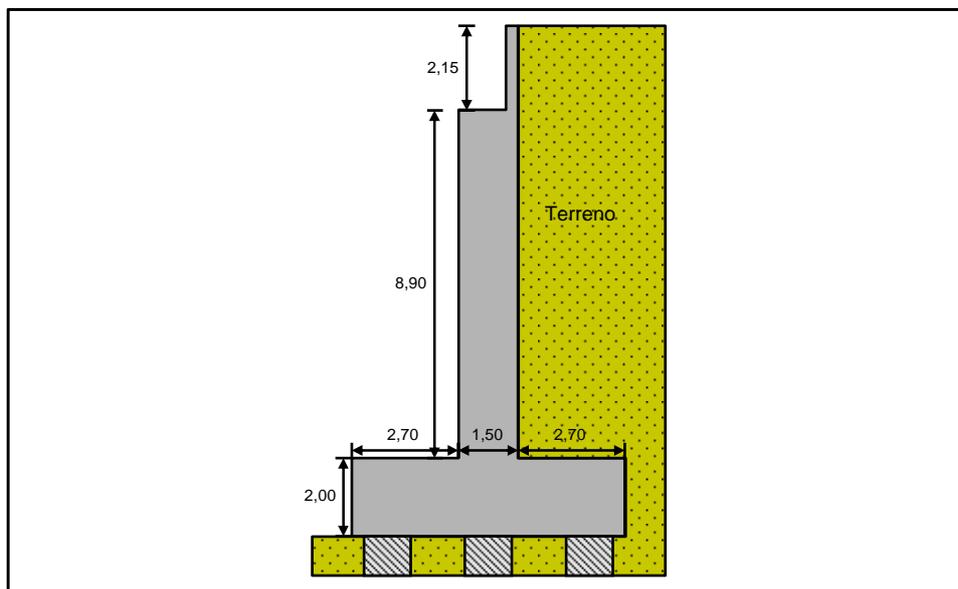


Figura 8.1: Sezione trasversale schematica della spalla in esame

DATI GEOMETRICI RELATIVI ALLA SPALLA	
Larghezza spalla (ortogonale alla figura)	12,45 m
Spessore paraghiaia	0,30 m
Altezza paraghiaia	2,15 m
Spessore paramento	1,50 m
Altezza paramento	8,90 m
Lunghezza mensola di monte	2,70 m
Lunghezza mensola di valle	2,70 m
Spessore piastra di fondazione	2,00 m
Altezza paramento+paraghiaia	11,05 m
Lunghezza totale fondazione	6,90 m

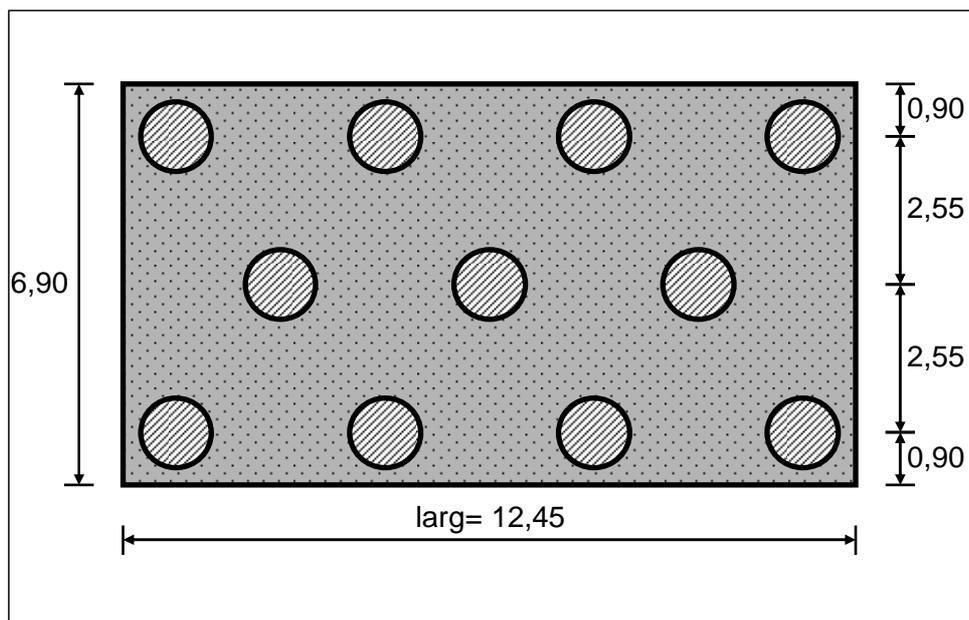


Figura 8.2: Pianta schematica della palificata di fondazione

DATI GEOMETRICI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE					
n.fil da monte	Y della fila m	n. pali nella fila	interasse m	Diametro m	Lunghezza m
1	0,90	4	3,55	1,20	32
2	3,45	3	3,55	1,20	32
3	6,00	4	3,55	1,20	32

8.1.2. Carichi trasmessi dall'impalcato

La tabella seguente riporta le risultanti, per metro di larghezza, delle azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla suddivise per combinazione di carico.

CARICHI ESTERNI PER CIASCUNA COMBINAZIONE DI CARICO		
Tipo di carico	Combinazione 1 (statica)	Combinazione 2 (sismica)
Forza vert. sulla testa del paramento (C1)	518 kN	315 kN
Forza orizz.sulla testa del paramento (C2)	13 kN	0 kN
Forza orizz.sulla testa del paraghiaia (C3)	0 kN	0 kN
Carico distribuito su terrapieno (q)	20 kN/m	

8.1.3. Calcolo delle spinte e delle forze inerziali

La figura seguente riassume tutte le azioni agenti sulla spalla (per unità di larghezza). Le forze C1, C2, C3 sono dovute all'impalcato. Per completezza si riportano i risultati del calcolo delle rimanenti azioni (da S1 a S11) che rappresentano le spinte e le forze inerziali.

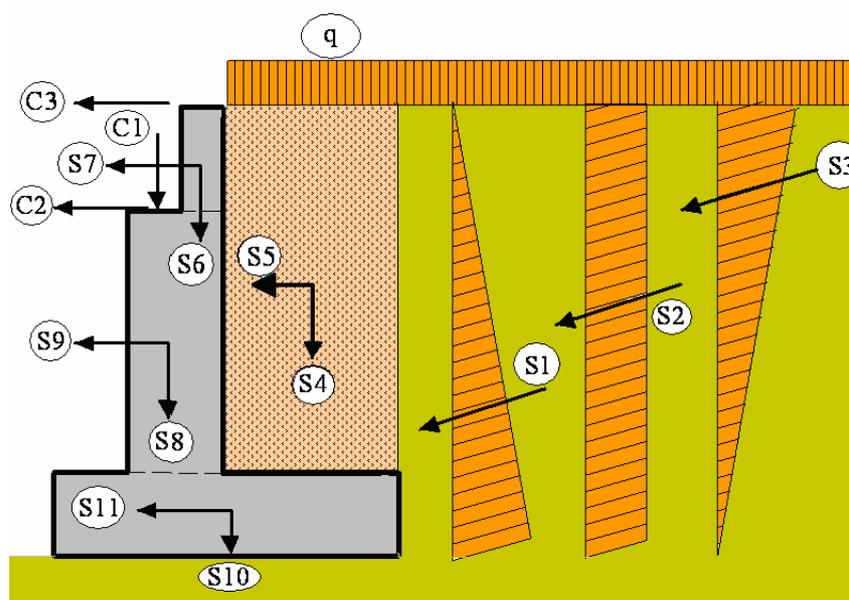


Figura 8.3: Schema riassuntivo di tutte le azioni agenti sulla spalla

CALCOLO DELLE SPINTE E DELLE FORZE INERZIALI	
Inclinazione delle spinte del terreno	23,33 °
Coefficiente di spinta attiva statico (Ka)	0,2710
Coefficiente θ	2,2906 °
Coefficiente A	0,9992
Coefficiente di spinta attivo dinamico (Kae)	0,2928
Altezza superficie di spinta	13,05 m
Risultante spinta statica del terreno (S1)	461,50 kN
Risultante spinta dovuta al sovraccarico (S2)	70,73 kN
Risultante spinta sismica del terreno (S3)	36,68 kN
Peso riempimento (S4)	596,70 kN
Inerzia del riempimento (S5)	23,87 kN
Peso paraghiaia (S6)	16,13 kN
Inerzia paraghiaia (S7)	0,65 kN
Peso paramento (S8)	333,75 kN
Inerzia del paramento (S9)	13,35 kN
Peso fondazione (S10)	345,00 kN
Inerzia fondazione (S11)	13,80 kN

8.1.4. Verifica sezioni del paramento e del paraghiaia

Si riportano le verifiche a presso flessione relative alle tre sezioni seguenti:

1. base del paraghiaia ($Z = h$, paramento)
2. generica sezione sul paramento (Z generico)
3. base del paramento ($Z = 0$)

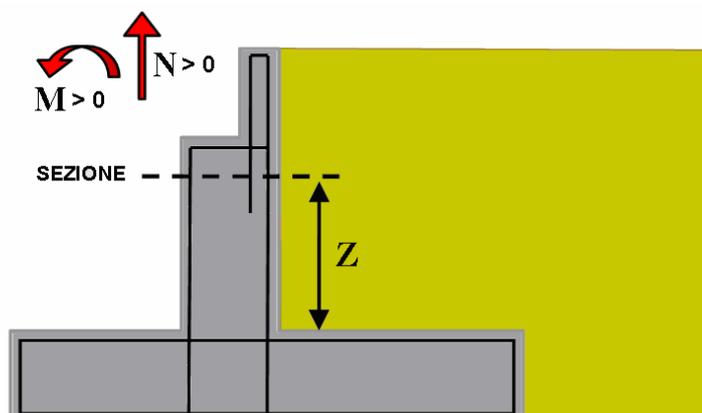


Figura 8.4: Significato dei simboli utilizzati

VERIFICA BASE PARAGHIAIA		Z= 8,90 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte:	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-24	20	-1,1	19
Comb.2 (sismica)	-24	26	-1,4	25
VERIFICA SEZIONE PARAMENTO		Z= 8,90 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-542	20	-0,4	-4
Comb.2 (sismica)	-339	26	-0,3	-2
VERIFICA BASE PARAMENTO		Z= 0,00 m		
Armatura	Lato valle	Ø 24 / 10 cm		
	Lato monte	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione	N kN	M kN	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	-1002	1568	-5,6	162
Comb.2 (sismica)	-790	1574	-5,6	182

8.1.5. Calcolo delle azioni sulla zattera e sui pali

Le tabelle seguenti riportano gli scarichi all'intradosso della fondazione per metro di larghezza di spalla calcolati rispetto al baricentro della stessa, necessari per il calcolo degli scarichi in testa a ciascun palo

SCARICHI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONE PER m DI SPALLA			
Combinazione	N kN	M kNm	T kN
Comb.1 (statica)	-2046	1081	513
Comb.2 (sismica)	-1777	1211	520

SCARICHI IN TESTA AI PALI - COMB.1 (STATICA)				
n. fila	Y fila m	N kN	M kNm	T kN
1	0,90	-953	1303	580
2	3,45	-2315	1303	580
3	6,00	-3678	1303	580

SCARICHI IN TESTA AI PALI - COMB.2 (SISMICA)				
n. fila	Y fila m	N kN	M kNm	T kN
1	0,90	-560	1321	588
2	3,45	-2011	1321	588
3	6,00	-3462	1321	588

8.1.6. Verifica della zattera

La tabella seguente riporta la verifica a flessione della zattera di fondazione. Per ciascuna combinazione di carico si calcolano le tensioni estreme nel cls e nelle armature in corrispondenza della sezione di momento massimo e minimo.

VERIFICA SEZIONE ZATTERA				
Armatura	Superiore	Ø 24 / 10 cm		
	Inferiore	Ø 24 / 10 cm		
Combinazione		M kNm	σ _{cls} Mpa	σ _{acc} Mpa
Comb.1 (statica)	M max	1759	-3,7	212
	M min	-777	-1,6	94
Comb.2 (sismica)	M max	1598	-3,3	193
	M min	-909	-1,9	110

La tabella successiva riporta la verifica a punzonamento.

VERIFICA A PUNZONAMENTO	
Sforzo normale max agente in testa al palo	3678 kN
Distanza minima tra l'asse dei pali e il bordo fondazione	0,90 m
Perimetro critico	4,27 m
Superficie critica	8,55 m ²
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,43 Mpa

8.1.7. Verifica geotecnica dei pali e della palificata

Le tabelle seguenti riportano la verifica di portanza rispetto ai carichi verticali del palo singolo e dell'intera palificata.

VERIFICA PORTANZA VERTICALE SINGOLO PALO	
Scarico verticale max su un palo	3678 kN
Portanza laterale	8601 kN
Portanza alla punta	8894 kN
Carico verticale limite	17495 kN
Carico verticale ammissibile	6093 kN

VERIFICA PORTANZA VERTICALE INTERA PALIFICATA	
Scarico verticale totale max sulla palificata	25.468 kN
Portanza ammissibile palo singolo	6093 kN
Diametro pali	1,20 m
n. di righe di pali	3
n. di colonne di pali	4
Interasse minimo tra i pali	3,55 m
Coefficiente di gruppo (Converse-Labarre)	0,71
Portanza ammissibile palificata	67.026 kN

8.1.8. Verifica della sezione dei pali

La verifica a presso flessione viene effettuata in corrispondenza della sezione di momento massimo per ciascuna fila di pali e per ciascuna combinazione di carico. Le caratteristiche resistenti sono uguali per tutti i pali e sono riportate nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE SEZIONE DEL PALO	
Diametro palo	1,20 m
n. barre longitudinali	40
Ø barre	26 mm
Interferro netto	6,0 cm

Seguono le tabelle di verifica delle tensioni nei pali.

VERIFICA SEZIONE PALO - COMBINAZIONE 1 (STATICA)					
n. fila	Y fila m	N kN	Mmax kNm	$\sigma_{cls,max}$ Mpa	$\sigma_{acc,max}$ Mpa
1	0,90	-953	1303	-7,7	149
2	3,45	-2315	1303	-8,0	92
3	6,00	-3678	1303	-8,3	51

9. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE DELLA PILA

9.1. METODI DI CALCOLO

In questo paragrafo si descrivono i principi di calcolo adottati per le verifiche di capacità portante per azioni orizzontali e verticali delle palificate interessanti le fondazioni delle opere di cui si tratta.

9.1.1.1. Scarichi sui pali

Gli scarichi sui pali sono stati calcolati ipotizzando che la piastra di fondazione sia infinitamente rigida. Pertanto gli sforzi assiali di ogni palo dipendono dalla distanza di questi rispetto agli assi baricentrici della palificata. Allo stesso modo i tagli sono stati calcolati dividendo lo sforzo totale di taglio per il numero di pali.

9.1.1.2. Portanza per carichi verticali

9.1.1.2.1. Palo singolo

La portanza ammissibile Q_{amm} di un palo singolo è stata valutata secondo l'espressione:

$$Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{F_s} - W_p = \frac{Q_p + Q_s}{F_s} - W_p = \frac{q_p A_p + \sum_i \pi D q_{si} \Delta z_i}{F_s} - W_p \quad [9-1]$$

dove:

Q_{lim} = carico limite del palo;

F_s = coefficiente di sicurezza = 2,5 ⁽³⁾;

W_p = peso proprio del palo;

Q_p = resistenza alla punta (portanza di base);

Q_s = resistenza laterale (portanza laterale);

q_p = resistenza unitaria alla punta (portanza unitaria alla base);

q_{si} = resistenza unitaria laterale (portanza unitaria laterale) relativa allo strato i-esimo;

A_p = area della punta;

Δz_i = spessore dello strato i-esimo;

Per le portanze unitarie valgono inoltre le relazioni:

$$q_p = N_c c + N_q \sigma_{v0} \quad [9-2]$$

$$q_{si} = \alpha c_i + k_{si} \sigma_{vi} \tan \varphi_i \quad [9-3]$$

in cui:

c = coesione del terreno nello strato di base;

c_i = coesione del terreno nello strato i-esimo;

φ_i = angolo d'attrito del terreno nello strato i-esimo;

⁽³⁾ In rispetto della Normativa geotecnica vigente (D.M. 11-3-1988) è stato assunto un coefficiente di sicurezza 2,5 sia per la portanza di punta che quella per attrito lungo il fusto.

- σ_{v0} = pressione nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 σ_{vi} = pressione sul piano orizzontale passante a metà dello strato i -esimo;
 k_{si} = coefficiente di spinta, compreso tra k_a (spinta attiva) e k_p (spinta passiva), assunto pari a 0,5 per i terreni di copertura e pari a 0,4 per i terreni nel substrato;
 $\alpha = 0,35$ = coefficiente d'adesione.
 N_c, N_q = fattori adimensionali di capacità portante funzioni dell'angolo di attrito del terreno φ e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo.

La valutazione della portanza in tensioni totali (condizioni non drenate) porta alle seguenti assunzioni:

- $c = c_u$ = coesione non drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c_{ui}$ = coesione non drenata del terreno nello strato i -esimo;
 $\varphi_i = \varphi_{ui} = 0$ = angolo d'attrito non drenato del terreno nello strato i -esimo;
 $N_c = 9$;
 $N_q = 1$;
 per cui si ha:

$$q_p = 9 c_u + \gamma L \quad [9-4]$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno, pari a γ (peso di volume) per terreno sopra la falda, e pari a γ_{sat} (peso di volume saturo) per terreno sotto falda;
 L = profondità del piano di appoggio dei pali rispetto al piano campagna.

Se, invece, la valutazione della portanza è condotta rispetto alle tensioni efficaci (condizioni drenate) si assumono le seguenti grandezze:

- $c = c'$ = coesione drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c'_i$ = coesione drenata del terreno nello strato i -esimo;
 $\varphi_i = \varphi'_i$ = angolo d'attrito del terreno nello strato i -esimo;
 $\sigma_{v0} = \sigma'_{v0}$ = pressione efficace nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 $\sigma_{vi} = \sigma'_{vi}$ = pressione efficace sul piano orizzontale passante a metà dello strato i -esimo.

Quando la verifica è condotta in tensioni efficaci quel che si ottiene dalla [10-2] è una portanza efficace. Ad essa, quindi, si deve sommare l'eventuale sottospinta idraulica $u = \gamma_w h_w$ essendo h_w la profondità del piano di appoggio rispetto alla quota della falda e γ_w il peso di volume dell'acqua.

In accordo con quanto indicato nelle "Raccomandazioni sui pali di Fondazione" (AGI, dicembre 1984) per i pali di grande diametro si è assunto un coefficiente N_q ridotto in considerazione dei cedimenti ammissibili, secondo Berezantzev (1965), corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta del palo:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad [9-5]$$

9.1.1.2.2. Gruppi di pali

La verifica di capacità portante della palificata è stata condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε funzione della geometria della palificata, secondo la formula di Converse Labarre:

$$\varepsilon = 1 - \arctg\left(\frac{D}{I}\right) * \left[\frac{m * (n-1) + n * (m-1)}{90 * m * n} \right] \quad [9-6]$$

dove:

D = diametro dei pali,

I = interasse minimo tra i pali,

m = numero di pali per riga,

n = numero di pali per colonna.

I carichi verticali agenti in testa ai pali sono stati calcolati ipotizzando che la zattera di fondazione fosse infinitamente rigida e quindi ripartendoli in funzione della distanza dei pali stessi dal baricentro della palificata.

9.1.1.2.3. Verifiche di portanza

Una volta determinato il carico agente su ogni singolo palo, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo, sia inferiore al carico ammissibile ricavato secondo i metodi descritti in precedenza;
- la portanza della palificata ottenuta moltiplicando quella del singolo palo per il numero di pali e per il coefficiente di efficienza ε , sia maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

9.1.1.3. Resistenza alle azioni orizzontali

9.1.1.3.1. Interazione terreno-palo

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K che rappresenta la pressione, applicata sul terreno, corrispondente ad uno spostamento unitario.

Il modello che è stato, invece, adottato per schematizzare il terreno, ai fini delle verifiche della resistenza laterale dei pali di fondazione, è un modello di tipo elasto-plastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Ciò significa che le molle posseggono una rigidità costante fino ad una soglia di plasticizzazione, individuata dalla pressione limite p_u , al di là della quale la rigidità si annulla mentre la reazione del terreno rimane costante anche aumentando gli spostamenti.

La resistenza del terreno $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c = c_u$, $\varphi = 0$) la resistenza cresce dal valore nullo in sommità (piano campagna) fino ad un valore massimo, compreso tra $8 c_u$ e $12 c_u$, in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è calcolabile dalla relazione di Brinch Hansen

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc} \quad [9-7]$$

dove:

D è il diametro del palo;

q è la pressione geostatica alla profondità z ;

c è la coesione alla profondità z ;

K_{pq}, K_{pc} sono coefficienti funzioni dell'angolo di attrito del terreno φ e del rapporto z/D ; i loro valori possono essere ricavati dagli abachi di tabella 10.1.

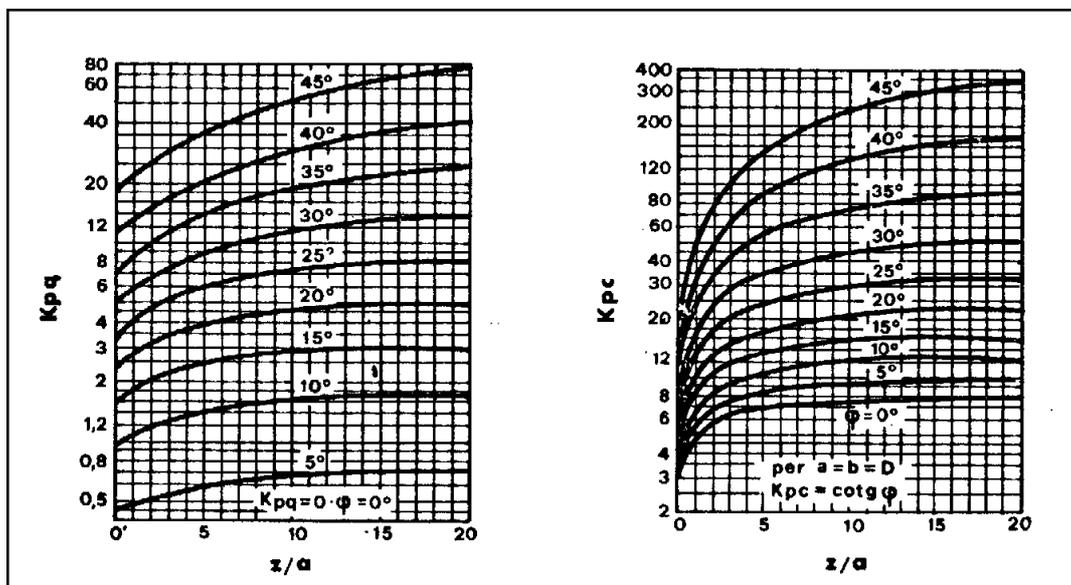


Tabella 9.1: Valori dei coefficienti di Brinch Hansen

Nel metodo degli elementi finiti il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo, vincolato al terreno con una molla posta sul nodo di collegamento con l'elemento sottostante. La rigidezza di questa molla è funzione, oltre che della costante di Winkler del terreno stesso (relativamente agli spostamenti orizzontali) anche del diametro del palo e della modalità d'istallazione.

Normalmente si assume che la variabilità della rigidezza K rispetto alla profondità sia lineare nel caso di sabbie o di argille normal-consolidate, mentre per le argille sovra-consolidate si assume un valore costante a tutte le profondità.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare per via analitica. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

9.1.1.3.2. Verifica di resistenza ad azioni orizzontali

Avendo definito il problema d'interazione (lunghezza del palo, vincolo in testa, scarico in testa al palo) si suppone di incrementare il carico orizzontale agente sulla testa del palo finché non si raggiunge:

- la rottura strutturale del palo in qualche sezione;
- la perdita d'equilibrio complessivo per plasticizzazione estesa del terreno circostante.

Rispetto al secondo tipo di crisi, più incerto, si assume un coefficiente di sicurezza pari a 2.

9.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI

In funzione delle caratteristiche del terreno, è stato valutato il diagramma di portanza del singolo palo. Nel diagramma di portanza si riportano i valori della portanza ammissibile [t] del singolo palo, in funzione della lunghezza dello stesso [m].

PALI DN 500		
Valori Portanza ammissibile palo singolo		
PILE		
	Portanza [T]	Lunghezza [m]
	0	0
	30,8	10
	54,2	15
	79,2	20
	99,1	24
	114,1	27

Tabella 9.2: Valori di portanza del singolo palo in funzione della lunghezza

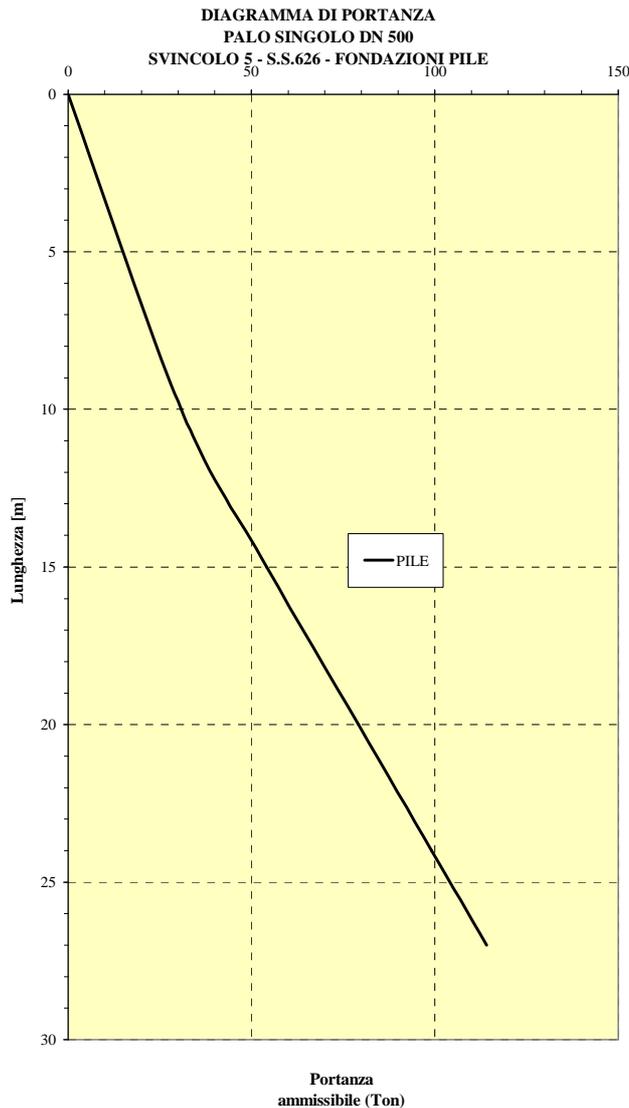


Figura 9.1: Diagramma di portanza del singolo palo

Nella tabella seguente si riporta il valore coefficiente di gruppo ε , funzione della geometria della palificata, ed ottenuto secondo la formula di Converse Labarre [9-8].

DETERMINAZIONE COEFFICIENTE DI GRUPPO (Formula di Converse Labarre)		
COEFFICIENTE DI GRUPPO PLINTO A 15 PALI		
Dati:	D=0,50 (m)	I _{min} = 1,50 (m)
	pali per riga a=5	pali per colonna b=3
E=	0,70	

Tabella 9.3: Determinazione del coefficiente di gruppo della palificata.

9.3. ANALISI DEI CARICHI

Si prevede di adottare 15 pali di diametro pari a 0,5 m e disposti su tre file, come riportato nella figura sottostante.

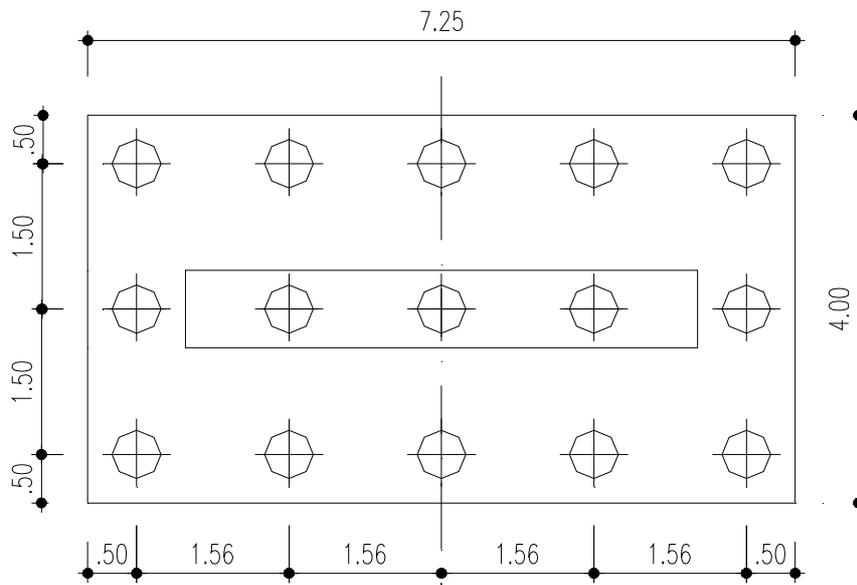


Figura 9.2:Pianta della palificata

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi all'intradosso della fondazione trasmessi dalla pila, calcolati rispetto al baricentro della zattera di fondazione e necessari per il calcolo degli scarichi in testa a ciascun palo.

SCARICHI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE						
SEZIONE	COMB	F _x KN	F _y KN	F _z KN	M _x KN-m	M _y KN-m
Sez Base	AI	-426	0	-9.218	0	-6.123
Sez Base	AII(N)	-283	0	-11.312	0	-8.016
Sez Base	AII(ML)	-283	0	-10.787	-922	-7.183
Sez Base	AII(MT)	-276	0	-10.688	0	-8.159
Sez Base	AV(T)	-387	0	-9.169	0	-5.633
Sez Base	AV(L)	-69	95	-8.799	-700	-1.933

Tabella 9.4: Scarichi all'intradosso della fondazione

Le combinazioni dei carichi definite sono quelle previste dalla normativa di riferimento. In particolare si considerano agenti:

- nella combinazione AI : peso proprio delle strutture + carichi permanenti portati + azione del vento + resistenze parassite dei vincoli;
- nella combinazione AII : peso proprio delle strutture + carichi permanenti portati + carichi mobili + effetto dinamico dei carichi mobili + resistenze parassite dei vincoli;
- nella combinazione AV : peso proprio delle strutture + carichi permanenti portati + azioni sismiche.

Si osservi inoltre come la combinazione AII(N) è quella che determina il massimo valore dell'azione verticale, AII(ML) è quella che determina il massimo valore del momento longitudinale mentre AII(MT) è la combinazione di carico che determina il massimo momento trasversale. Infine la combinazione di carico AV(T) è quella che determina il massimo valore dell'azione trasversale, mentre AV(L) è la combinazione di carico che determina la massima azione longitudinale.

Nella tabella seguente è stata riportata la geometria e l'individuazione della posizione del baricentro della palificata.

Numero di file di pali

3

GEOMETRIA PALIFICATA

Fila	n.pali	interasse [m]	D _x [m]	D _y [m]	X _g [m]	Y _g [m]
1	5	1,5625	0,5	0,5	3,625	2,00
2	5	1,5625	0,5	2		
3	5	1,5625	0,5	3,5		

Tabella 9.5: Geometria ed individuazione del baricentro della palificata

In base ai valori della tabella precedente, sono stati definiti gli scarichi in fondazione trasmessi dalla spalla nelle combinazioni di carico precedentemente definite.

SCARICHI IN FONDAZIONE						
Comb.	Nome	Hx	Hy	V	Mx	My
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
1	AI	426,00	0,00	9.218,00	0,00	6.123,00
2	AII(N)	283,00	0,00	11.312,00	0,00	8.016,00
3	AII(ML)	283,00	0,00	10.787,00	922,00	7.183,00
4	AII(MT)	276,00	0,00	10.688,00	0,00	8.159,00
5	AV(T)	387,00	0,00	9.169,00	0,00	5.633,00
6	AV(L)	117,41	0,00	8.799,00	700,00	1.933,00

Tabella 9.6: Scarichi in fondazione

In fine sono stati calcolati gli scarichi sui pali.

SCARICHI SUI PALI						
Comb.	Palo n.	Hx	Hy	V*	V	Tipo
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1	1	28,40	0,00	875,78	933,78	AI
1	2	28,40	0,00	745,16	803,16	AI
1	3	28,40	0,00	614,53	672,53	AI
1	4	28,40	0,00	483,91	541,91	AI
1	5	28,40	0,00	353,29	411,29	AI
1	6	28,40	0,00	875,78	933,78	AI
1	7	28,40	0,00	745,16	803,16	AI
1	8	28,40	0,00	614,53	672,53	AI
1	9	28,40	0,00	483,91	541,91	AI
1	10	28,40	0,00	353,29	411,29	AI
1	11	28,40	0,00	875,78	933,78	AI
1	12	28,40	0,00	745,16	803,16	AI
1	13	28,40	0,00	614,53	672,53	AI
1	14	28,40	0,00	483,91	541,91	AI
1	15	28,40	0,00	353,29	411,29	AI
2	1	18,87	0,00	1.096,15	1.154,15	AII(N)
2	2	18,87	0,00	925,14	983,14	AII(N)
2	3	18,87	0,00	754,13	812,13	AII(N)
2	4	18,87	0,00	583,13	641,13	AII(N)
2	5	18,87	0,00	412,12	470,12	AII(N)
2	6	18,87	0,00	1.096,15	1.154,15	AII(N)
2	7	18,87	0,00	925,14	983,14	AII(N)
2	8	18,87	0,00	754,13	812,13	AII(N)
2	9	18,87	0,00	583,13	641,13	AII(N)
2	10	18,87	0,00	412,12	470,12	AII(N)
2	11	18,87	0,00	1.096,15	1.154,15	AII(N)
2	12	18,87	0,00	925,14	983,14	AII(N)
2	13	18,87	0,00	754,13	812,13	AII(N)
2	14	18,87	0,00	583,13	641,13	AII(N)
2	15	18,87	0,00	412,12	470,12	AII(N)
3	1	18,87	0,00	964,14	1.022,14	AII(ML)
3	2	18,87	0,00	810,90	868,90	AII(ML)
3	3	18,87	0,00	657,67	715,67	AII(ML)
3	4	18,87	0,00	504,43	562,43	AII(ML)
3	5	18,87	0,00	351,19	409,19	AII(ML)
3	6	18,87	0,00	1.025,61	1.083,61	AII(ML)
3	7	18,87	0,00	872,37	930,37	AII(ML)
3	8	18,87	0,00	719,13	777,13	AII(ML)
3	9	18,87	0,00	565,90	623,90	AII(ML)
3	10	18,87	0,00	412,66	470,66	AII(ML)
3	11	18,87	0,00	1.087,07	1.145,07	AII(ML)
3	12	18,87	0,00	933,84	991,84	AII(ML)
3	13	18,87	0,00	780,60	838,60	AII(ML)
3	14	18,87	0,00	627,36	685,36	AII(ML)
3	15	18,87	0,00	474,13	532,13	AII(ML)

4	1	18,40	0,00	1.060,65	1.118,65	AII(MT)
4	2	18,40	0,00	886,59	944,59	AII(MT)
4	3	18,40	0,00	712,53	770,53	AII(MT)
4	4	18,40	0,00	538,47	596,47	AII(MT)
4	5	18,40	0,00	364,42	422,42	AII(MT)
4	6	18,40	0,00	1.060,65	1.118,65	AII(MT)
4	7	18,40	0,00	886,59	944,59	AII(MT)
4	8	18,40	0,00	712,53	770,53	AII(MT)
4	9	18,40	0,00	538,47	596,47	AII(MT)
4	10	18,40	0,00	364,42	422,42	AII(MT)
4	11	18,40	0,00	1.060,65	1.118,65	AII(MT)
4	12	18,40	0,00	886,59	944,59	AII(MT)
4	13	18,40	0,00	712,53	770,53	AII(MT)
4	14	18,40	0,00	538,47	596,47	AII(MT)
4	15	18,40	0,00	364,42	422,42	AII(MT)
5	1	25,80	0,00	851,61	909,61	AV(T)
5	2	25,80	0,00	731,44	789,44	AV(T)
5	3	25,80	0,00	611,27	669,27	AV(T)
5	4	25,80	0,00	491,10	549,10	AV(T)
5	5	25,80	0,00	370,93	428,93	AV(T)
5	6	25,80	0,00	851,61	909,61	AV(T)
5	7	25,80	0,00	731,44	789,44	AV(T)
5	8	25,80	0,00	611,27	669,27	AV(T)
5	9	25,80	0,00	491,10	549,10	AV(T)
5	10	25,80	0,00	370,93	428,93	AV(T)
5	11	25,80	0,00	851,61	909,61	AV(T)
5	12	25,80	0,00	731,44	789,44	AV(T)
5	13	25,80	0,00	611,27	669,27	AV(T)
5	14	25,80	0,00	491,10	549,10	AV(T)
5	15	25,80	0,00	370,93	428,93	AV(T)
6	1	7,83	0,00	622,41	680,41	AV(L)
6	2	7,83	0,00	581,17	639,17	AV(L)
6	3	7,83	0,00	539,93	597,93	AV(L)
6	4	7,83	0,00	498,70	556,70	AV(L)
6	5	7,83	0,00	457,46	515,46	AV(L)
6	6	7,83	0,00	669,07	727,07	AV(L)
6	7	7,83	0,00	627,84	685,84	AV(L)
6	8	7,83	0,00	586,60	644,60	AV(L)
6	9	7,83	0,00	545,36	603,36	AV(L)
6	10	7,83	0,00	504,13	562,13	AV(L)
6	11	7,83	0,00	715,74	773,74	AV(L)
6	12	7,83	0,00	674,50	732,50	AV(L)
6	13	7,83	0,00	633,27	691,27	AV(L)
6	14	7,83	0,00	592,03	650,03	AV(L)
6	15	7,83	0,00	550,79	608,79	AV(L)

Tabella 9.7: Scarichi sui pali

9.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

In funzione dello scarico massimo che si riscontra nel palo più caricato si è valutata la lunghezza da adottare per il palo, utilizzando i diagrammi di portanza precedentemente riportati.

Lo scarico massimo nel palo più sollecitato vale:

$$V_{\max} = 109,61 \quad [t]$$

Pertanto si prevede di adottare un palo di lunghezza pari a $L = 27 \text{ [m]}$, cui corrisponde un valore della portanza pari a $V_{amm} = 114,1 \text{ [t]}$.

La verifica di capacità portante della palificata viene condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε e per il numero di pali adoperati.

$$V_{amm} = n_{pali} \cdot V_{amm} \cdot \varepsilon = 1198,05 \text{ [t]}$$

Lo scarico della palificata vale:

$$V_{max} = 1131,20 \text{ [t]}$$

Adottando una palificata costituita da 15 pali di diametro 0,5 m e lunghezza pari a 27 m, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo è inferiore al carico ammissibile;
- la portanza della palificata è maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

9.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nelle tabelle seguenti si sono riportate le caratteristiche del terreno adoperati per l'analisi dei pali di fondazione e le caratteristiche dei vari strati che lo compongono per una profondità di 27 m, ossia pari alla lunghezza di infissione del palo :

DATI GENERALI	
Presenza della falda	no
Profondità della falda dal piano campagna Z_w	200,00 m
Grado di sismicità dell'area S	6
Discretizzazione degli strati	0,5 m
Diametro del palo	0,5 m
Condizioni drenate	si

Tabella 9.8: Dati generali del terreno di fondazione

ϕ	Angolo di attrito interno dello strato
δ	Angolo di attrito terra muro
β	Angolo tra l'orizzontale ed il profilo del terrapieno
ψ	Angolo tra l'orizzontale e la parete del muro
c'	Coesione dello strato
c_u	Coesione non drenata dello strato
γ_{sat}	Peso di volume del terreno saturo
γ_d	Peso di volume del terreno secco
ϕ_{red}	Angolo di attrito interno per il calcolo del coefficiente di spinta passiva

STRATIGRAFIA											
Strato			Parametri geotecnici								
Nr.	Descrizione	Spessore	ϕ	δ	β	ψ	c'	c_u	γ_{sat}	γ_d	ϕ_{red}
Text	Text	m	°	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	°
1	Marna argillosa	27,00	21	0	0	90	0,0000	0,0000	22,00	20,00	18

Tabella 9.9: Stratigrafia del terreno di fondazione

Si osserva come l'angolo ridotto per il calcolo della spinta passiva viene calcolato considerando la seguente espressione:

$$\tan \Phi_{red} = \frac{\tan \Phi}{1,2}$$

In funzione delle caratteristiche del terreno precedentemente definite, si sono valutate le pressioni agenti alle varie profondità e le costanti di reazioni associate.

Strato	z m	PRESSIONI					COSTANTI DI REAZIONE		
		σ'_{v0} kN/m ²	u kN/m ²	σ'_a kN/m ²	σ'_p kN/m ²	σ'_{pe} kN/m ²	Fpu kN	kwh kN/m ³	Kh kN/m
1	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	15,000	3,750
1	0,50	10,00		4,72	18,76	18,20	4,55	15,000	3,750
1	1,00	20,00		9,45	37,53	36,40	9,10	15,000	3,750
1	1,50	30,00		14,17	56,29	54,61	13,65	15,000	3,750
1	2,00	40,00		18,89	75,05	72,81	18,20	15,000	3,750
1	2,50	50,00		23,62	93,82	91,01	22,75	15,000	3,750
1	3,00	60,00		28,34	112,58	109,21	27,30	15,000	3,750
1	3,50	70,00		33,06	131,35	127,41	31,85	15,000	3,750
1	4,00	80,00		37,79	150,11	145,61	36,40	15,000	3,750
1	4,50	90,00		42,51	168,87	163,82	40,95	15,000	3,750
1	5,00	100,00		47,24	187,64	182,02	45,50	15,000	3,750
1	5,50	110,00		51,96	206,40	200,22	50,05	15,000	3,750
1	6,00	120,00		56,68	225,16	218,42	54,61	15,000	3,750
1	6,50	130,00		61,41	243,93	236,62	59,16	15,000	3,750
1	7,00	140,00		66,13	262,69	254,82	63,71	15,000	3,750
1	7,50	150,00		70,85	281,45	273,03	68,26	15,000	3,750
1	8,00	160,00		75,58	300,22	291,23	72,81	15,000	3,750
1	8,50	170,00		80,30	318,98	309,43	77,36	15,000	3,750
1	9,00	180,00		85,02	337,75	327,63	81,91	15,000	3,750
1	9,50	190,00		89,75	356,51	345,83	86,46	15,000	3,750
1	10,00	200,00		94,47	375,27	364,03	91,01	15,000	3,750
1	10,50	210,00		99,19	394,04	382,24	95,56	15,000	3,750
1	11,00	220,00		103,92	412,80	400,44	100,11	15,000	3,750
1	11,50	230,00		108,64	431,56	418,64	104,66	15,000	3,750
1	12,00	240,00		113,37	450,33	436,84	109,21	15,000	3,750
1	12,50	250,00		118,09	469,09	455,04	113,76	15,000	3,750
1	13,00	260,00		122,81	487,85	473,24	118,31	15,000	3,750
1	13,50	270,00		127,54	506,62	491,45	122,86	15,000	3,750
1	14,00	280,00		132,26	525,38	509,65	127,41	15,000	3,750
1	14,50	290,00		136,98	544,15	527,85	131,96	15,000	3,750
1	15,00	300,00		141,71	562,91	546,05	136,51	15,000	3,750
1	15,50	310,00		146,43	581,67	564,25	141,06	15,000	3,750
1	16,00	320,00		151,15	600,44	582,45	145,61	15,000	3,750
1	16,50	330,00		155,88	619,20	600,66	150,16	15,000	3,750
1	17,00	340,00		160,60	637,96	618,86	154,71	15,000	3,750
1	17,50	350,00		165,32	656,73	637,06	159,26	15,000	3,750
1	18,00	360,00		170,05	675,49	655,26	163,82	15,000	3,750
1	18,50	370,00		174,77	694,25	673,46	168,37	15,000	3,750
1	19,00	380,00		179,49	713,02	691,66	172,92	15,000	3,750
1	19,50	390,00		184,22	731,78	709,87	177,47	15,000	3,750
1	20,00	400,00		188,94	750,55	728,07	182,02	15,000	3,750
1	20,50	410,00		193,67	769,31	746,27	186,57	15,000	3,750
1	21,00	420,00		198,39	788,07	764,47	191,12	15,000	3,750
1	21,50	430,00		203,11	806,84	782,67	195,67	15,000	3,750
1	22,00	440,00		207,84	825,60	800,87	200,22	15,000	3,750
1	22,50	450,00		212,56	844,36	819,08	204,77	15,000	3,750
1	23,00	460,00		217,28	863,13	837,28	209,32	15,000	3,750
1	23,50	470,00		222,01	881,89	855,48	213,87	15,000	3,750
1	24,00	480,00		226,73	900,65	873,68	218,42	15,000	3,750
1	24,50	490,00		231,45	919,42	891,88	222,97	15,000	3,750
1	25,00	500,00		236,18	938,18	910,09	227,52	15,000	3,750
1	25,50	510,00		240,90	956,95	928,29	232,07	15,000	3,750
1	26,00	520,00		245,62	975,71	946,49	236,62	15,000	3,750
1	26,50	530,00		250,35	994,47	964,69	241,17	15,000	3,750
1	27,00	540,00		255,07	1013,24	982,89	245,72	15,000	3,750

Tabella 9.10: Caratteristiche degli strati di terreno

Il modello adoperato per schematizzare il terreno è il modello di Winkler.

Nel modello di Winkler il terreno è schematizzato come una serie di molle elastiche perfettamente plastiche indipendenti fra loro. Le molle che schematizzano il terreno sono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica k_{wh} , espressa in kN/m^3 , che rappresenta la pressione che bisogna applicare per ottenere uno spostamento unitario. La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso dei terreni coesivi in condizioni non drenate k_{wh} assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di k_{wh} è di tipo lineare, crescente con la profondità. L'espressione di k_{wh} assume una forma binomia del tipo:

$$k_{wh}(z) = a + b \cdot z^n$$

Nel caso in esame si è assunto:

a	15.000
b	0
n	1

Pertanto si ha che k_{wh} risulta costante con la profondità:

kw kN/m ³	z m
15.000	0,00
15.000	27,00

9.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI

I pali di fondazione presentano una lunghezza complessiva di 28 m, con un tratto fuori terra pari ad 1 m ed una lunghezza di infissione di 27 m. La sezione del palo è circolare, con un diametro di 0,50 m.

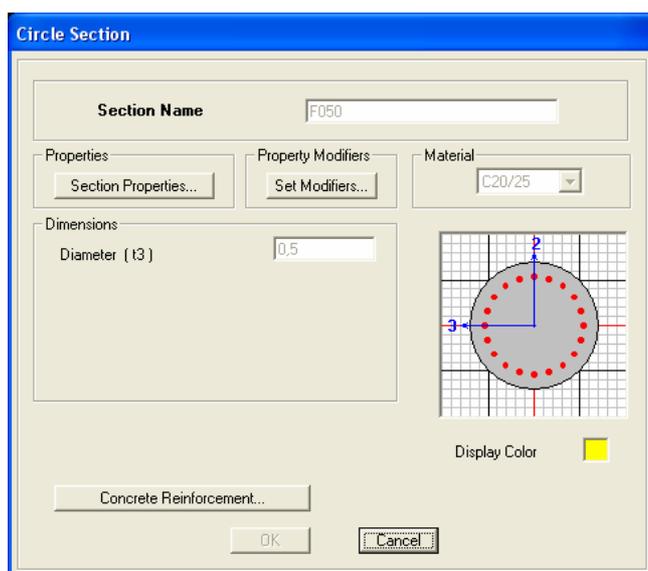


Figura 9.3: Sezione del palo

Il palo è stato modellato come una trave (elemento frame) a sezione circolare e risulta suddiviso in un determinato numero di elementi aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo.

In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi è stata inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Le molle presentano un comportamento elastoplastico perfetto, con diagramma sforzi – deformazione di tipo bilatero (joint link-Plastic Wen). La singola molla reagisce fino ad un valore limite di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza.

La soglia limite di plasticizzazione dipende dal diametro del palo, dalla sua discretizzazione e cresce linearmente con la profondità in funzione della resistenza passiva del terreno in cui il palo è immerso. Infatti:

$$F_{pu} = \sigma'_{pe} \cdot \Delta z \cdot D$$

Dove Δz è la lunghezza dei tratti che discretizzano la sezione, D è il diametro del palo e σ'_{pe} è la resistenza passiva del terreno. I valori di F_{pu} in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente.

La molla avrà una rigidezza pari a :

$$k_h = k_{wh} \cdot \Delta z \cdot D$$

I valori di k_h in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente. In tal caso si nota come tutte le grandezze che definiscono k_h sono costanti con la profondità, dunque tutte le molle definite nel modello di calcolo del palo presentano la stessa rigidezza.

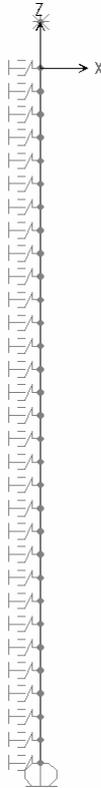


Figura 9.4: Modello di calcolo del palo

Nel modello di calcolo si sono adoperati i seguenti vincoli:

- alla punta del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Z;
- alla testa del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Y e la rotazione attorno all'asse Y.

9.7. TIPO DI ANALISI

L'analisi del palo, ai fini del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione è stata eseguita utilizzando un software dedicato, il Sap 2000 V.10 della CSI Berkley, per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Nelle figure che seguono sono riportati il diagramma del momento flettente ed il diagramma del taglio nel palo nelle varie combinazioni.

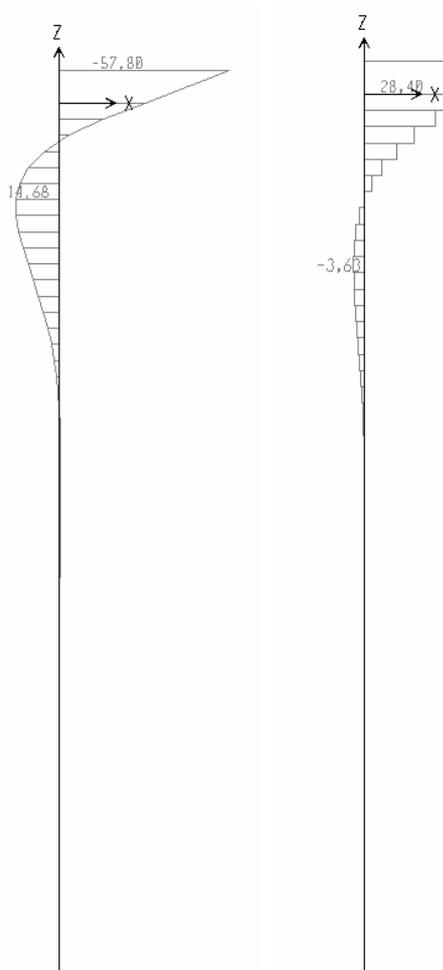


Figura 9.5: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AI

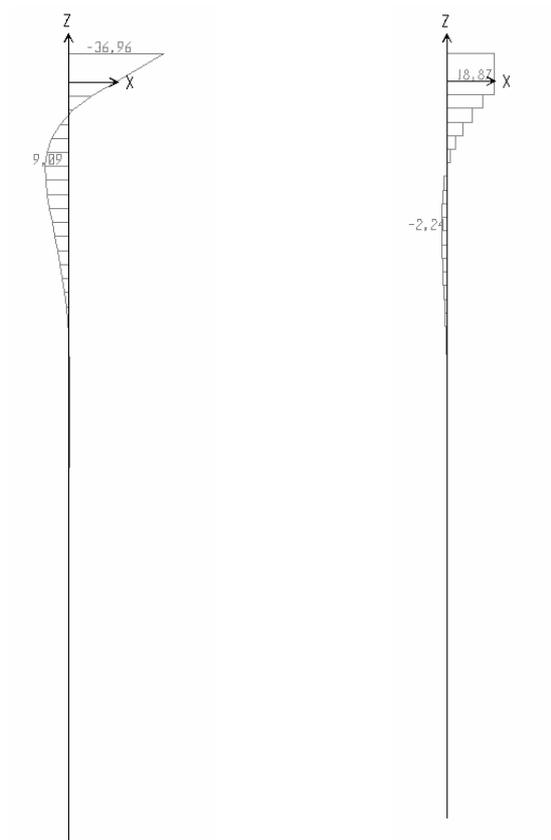


Figura 9.6: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AII(N)

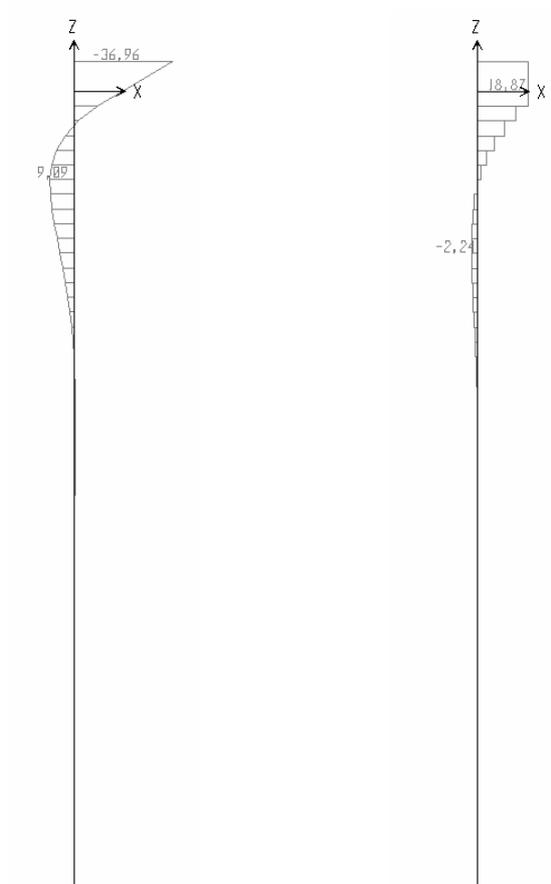


Figura 9.7: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AII(ML)

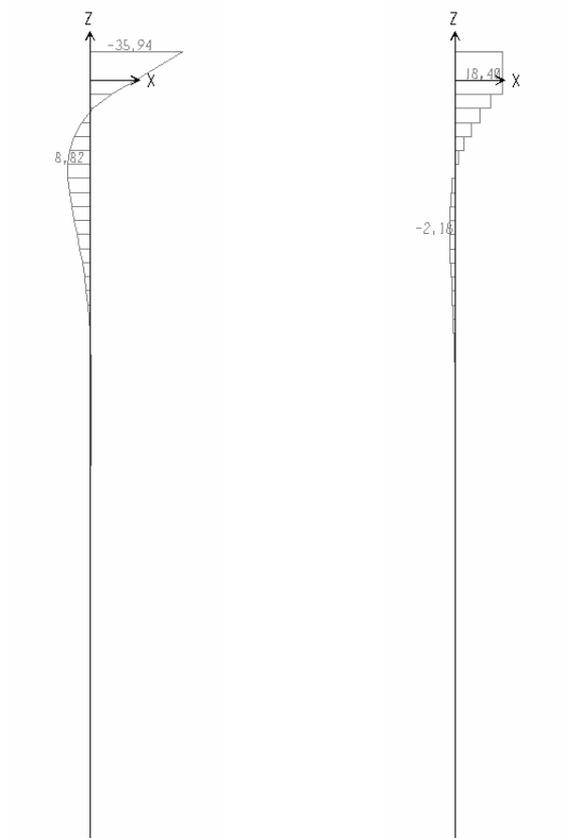


Figura 9.8: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AII(MT)

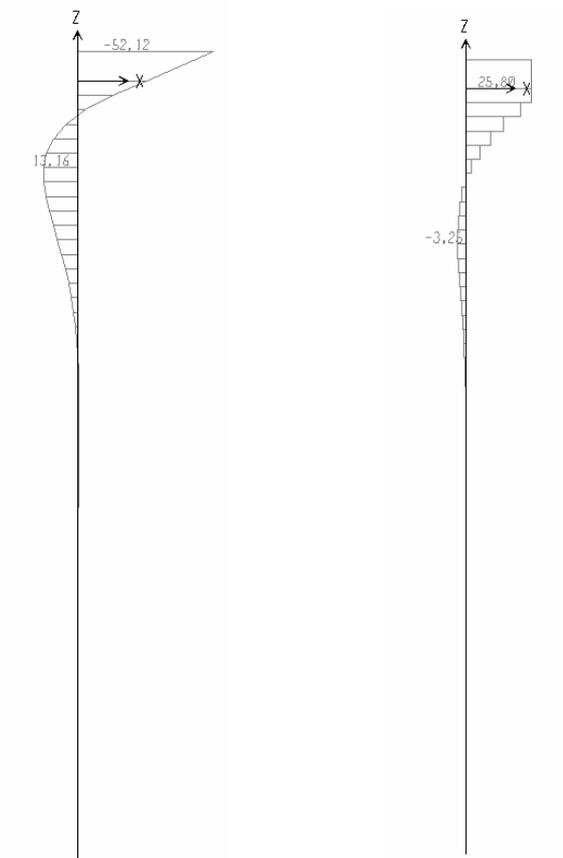


Figura 9.9: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AV(T)

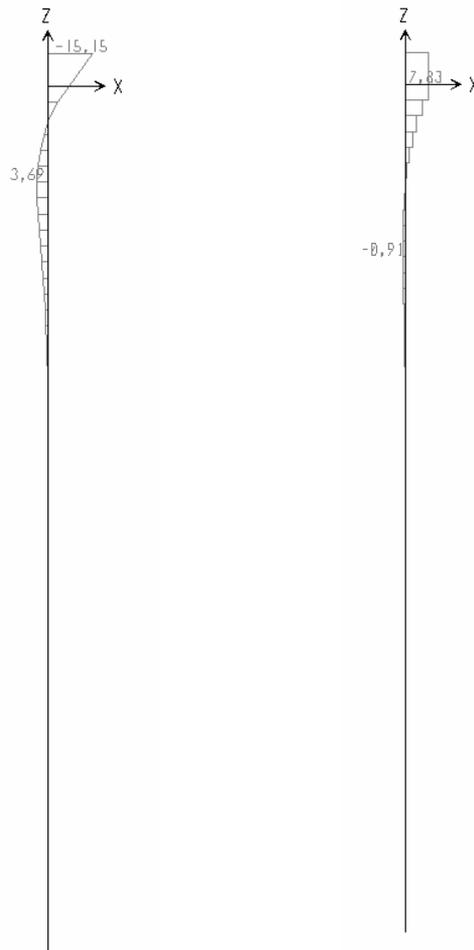


Figura 9.10: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione AV(L)

9.8. VERIFICA DELLE SEZIONI

Si è proceduto quindi col valutare la quantità di armatura da disporre nel palo in funzione delle sollecitazioni agenti nelle varie combinazioni di carico.

9.8.1. Combinazione AI

9.8.1.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	353,2900 [kN]
Momento lungo asse Y	57,8000 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	28,400 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.11: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.1.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	27,791 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 49,665y - 138,619 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(49,83 ; 22,21) (0,17 ; 22,21)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	6,924 [N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,112 [N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,252 [N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	75,119 [N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-54,258 [N/mm ²]

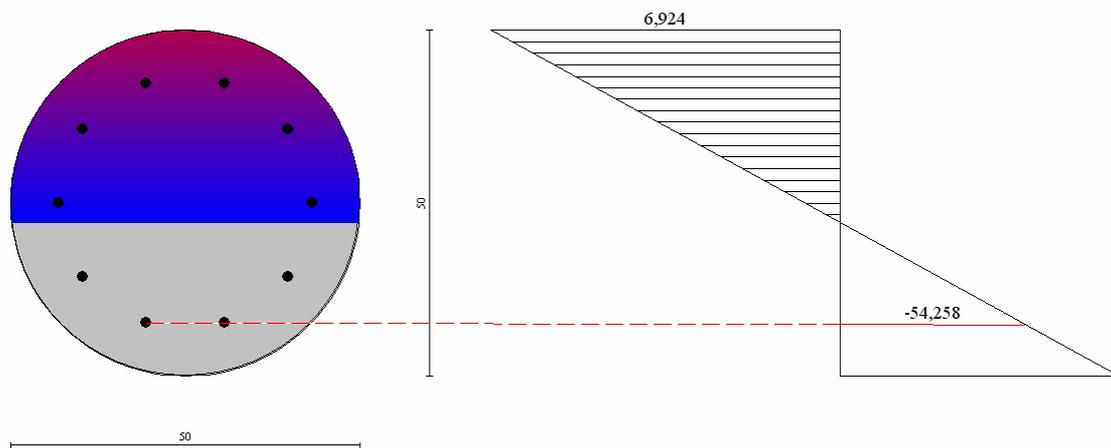


Figura 9.11: Diagramma delle tensioni normali

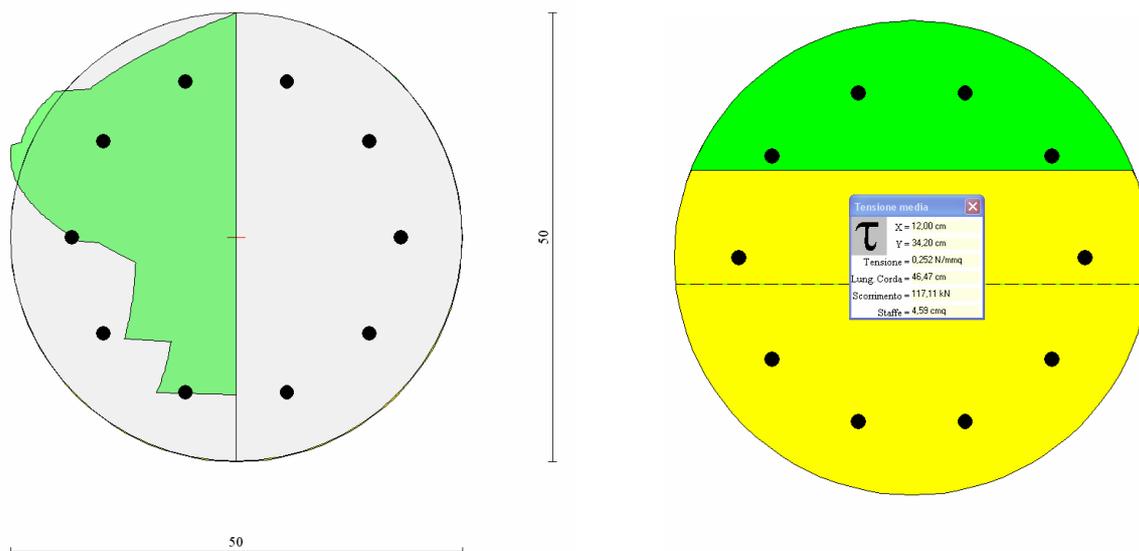


Figura 9.12: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

9.8.2. Combinazione AII(N)

9.8.2.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 412,1200 [kN]

Momento lungo asse Y 36,9600 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 18,870 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.12: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.2.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 41,369 [cm]

Equazione asse neutro $0,000x - 37,781y - 618,420 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (43,89 ; 8,63) (6,11 ; 8,63)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	4,505 [N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,023 [N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,145 [N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	55,011 [N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-1,536 [N/mm ²]

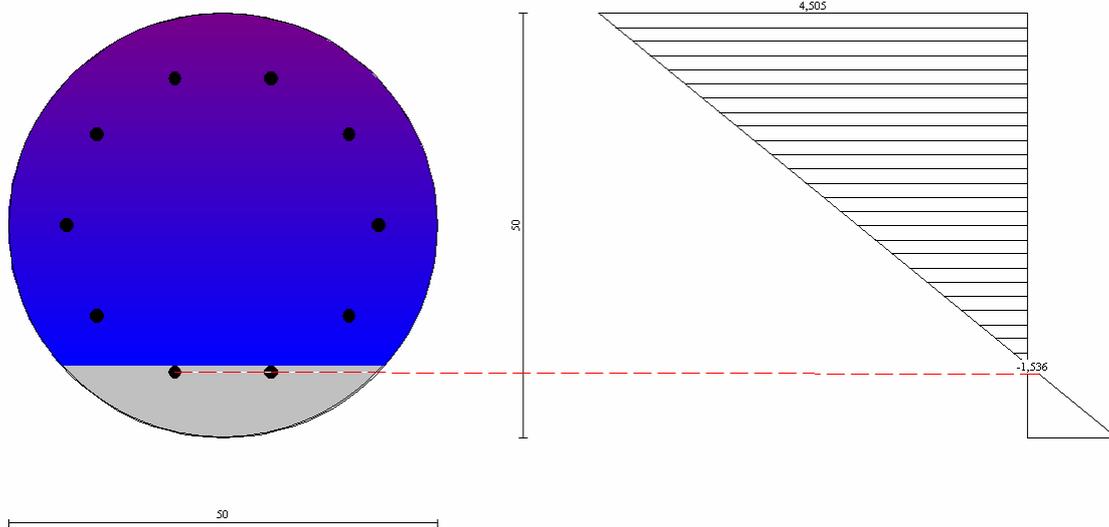


Figura 9.13: Diagramma delle tensioni normali

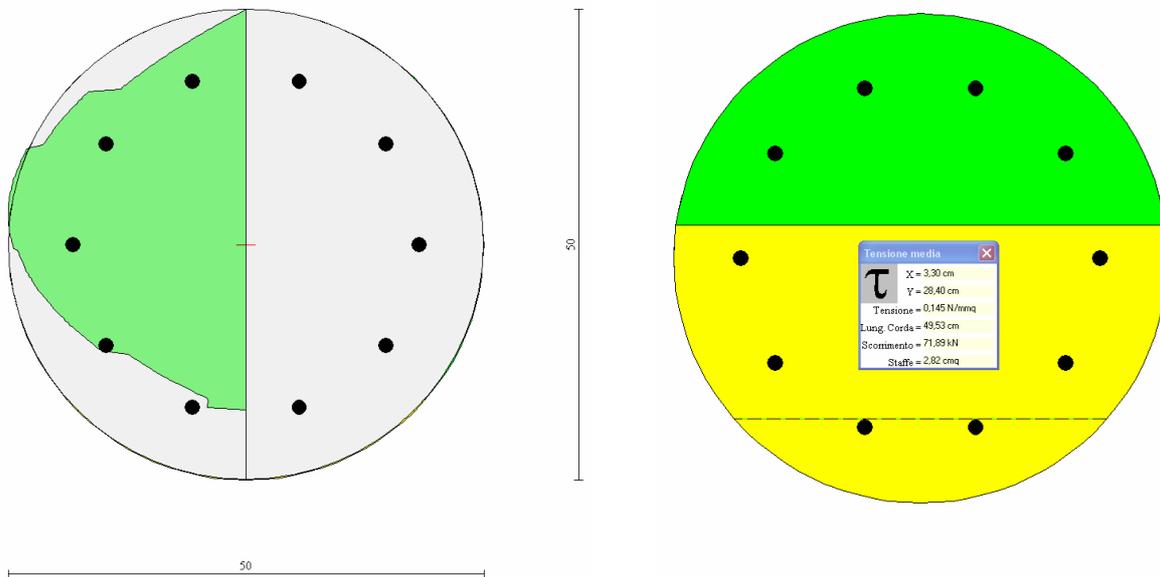


Figura 9.14: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

9.8.3. Combinazione AII(ML)

9.8.3.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 351,1900 [kN]
 Momento lungo asse Y 36,9600 [kNm]
 Sforzo di Taglio lungo asse Y 18,870 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.13: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.3.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 37,431 [cm]
 Equazione asse neutro $0,000x - 43,375y - 539,182 = 0$
 Punti di intersezione con perimetro sezione (46,69 ; 12,57) (3,31 ; 12,57)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 4,363 [N/mm²]
 Tensione tangenziale asse neutro 0,026 [N/mm²]
 Tensione tangenziale massima 0,155 [N/mm²]
 Tensione di compressione massima nel ferro 51,997 [N/mm²]
 Tensione di trazione massima nel ferro -8,530 [N/mm²]

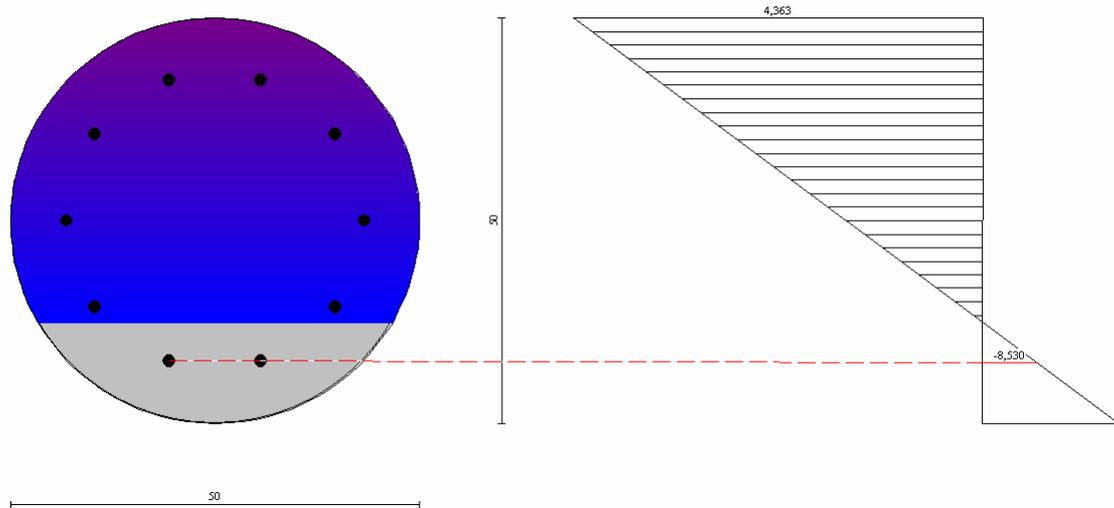


Figura 9.15: Diagramma delle tensioni normali

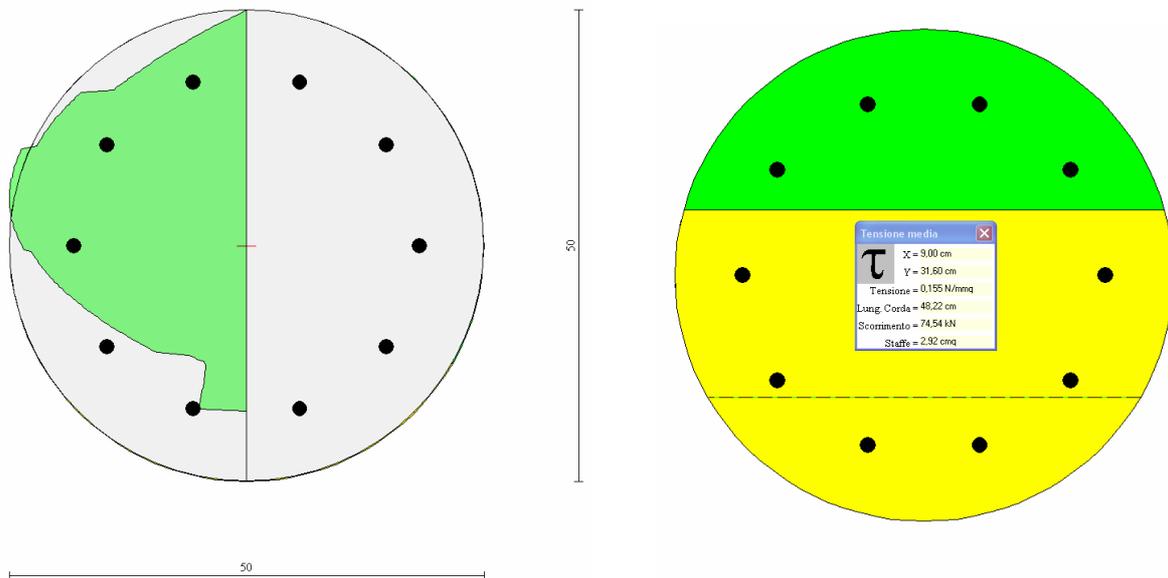


Figura 9.16: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

9.8.4. Combinazione AII(MT)

9.8.4.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	364,4200 [kN]
Momento lungo asse Y	35,9400 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	18,400 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.14: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.4.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	39,026 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 41,377y - 580,368 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(45,69 ; 10,97) (4,31 ; 10,97)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	4,286 [N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,024 [N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,148 [N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	51,625 [N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-5,409 [N/mm ²]

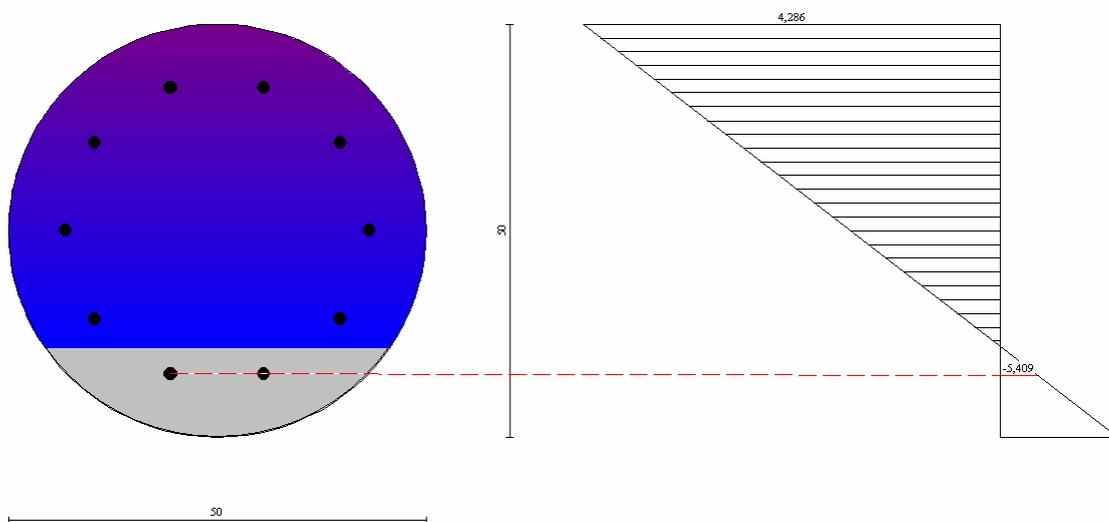


Figura 9.17: Diagramma delle tensioni normali

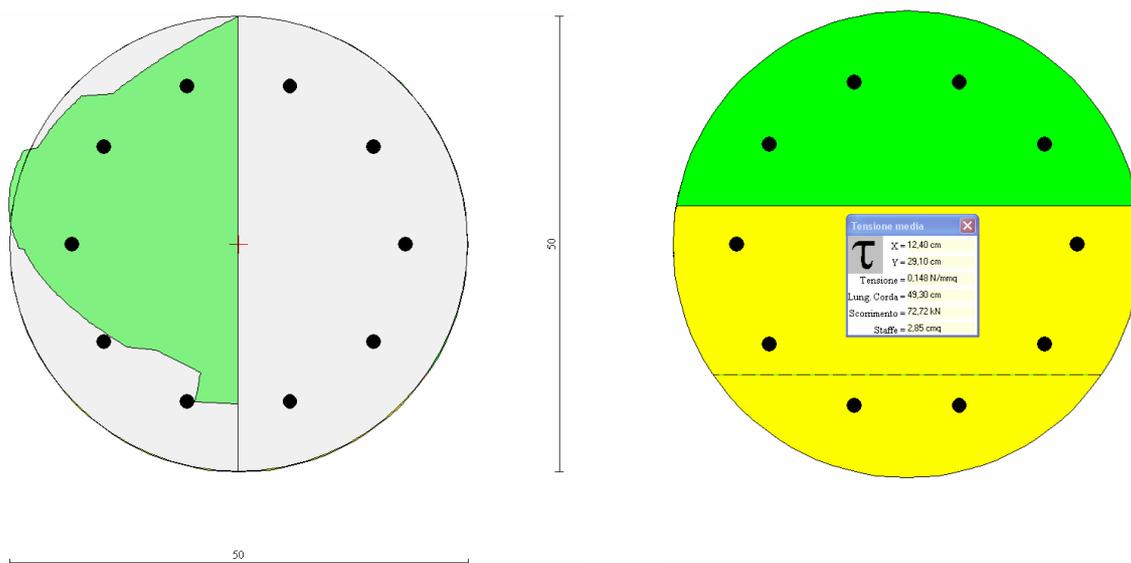


Figura 9.18: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

9.8.5. Combinazione AV(T)

9.8.5.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 370,9300 [kN]

Momento lungo asse Y 52,1200 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 25,800 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.15: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.5.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 30,749 [cm]

Equazione asse neutro $0,000x - 48,633y - 279,605 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (49,32 ; 19,25) (0,68 ; 19,25)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale $0,000$ [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	6,131	[N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,087	[N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,229	[N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	68,968	[N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-34,576	[N/mm ²]

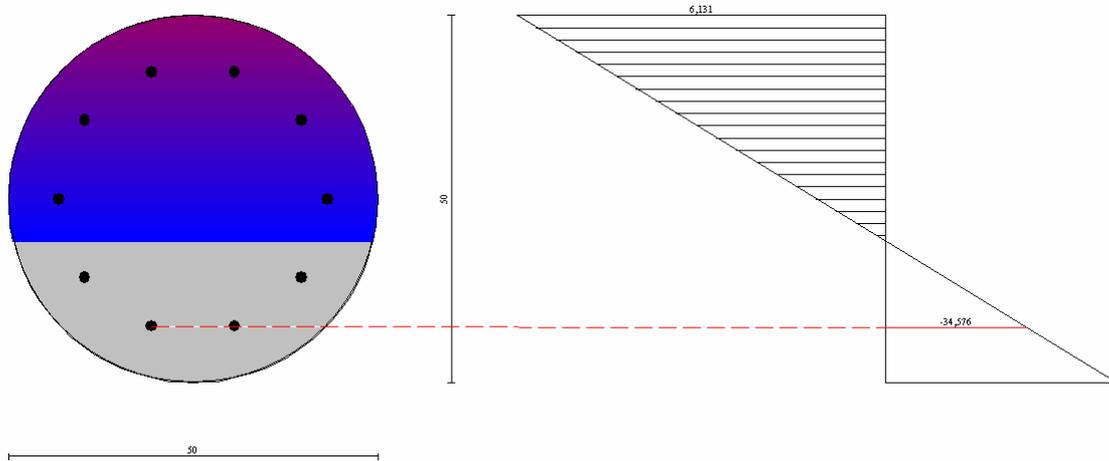


Figura 9.19: Diagramma delle tensioni normali

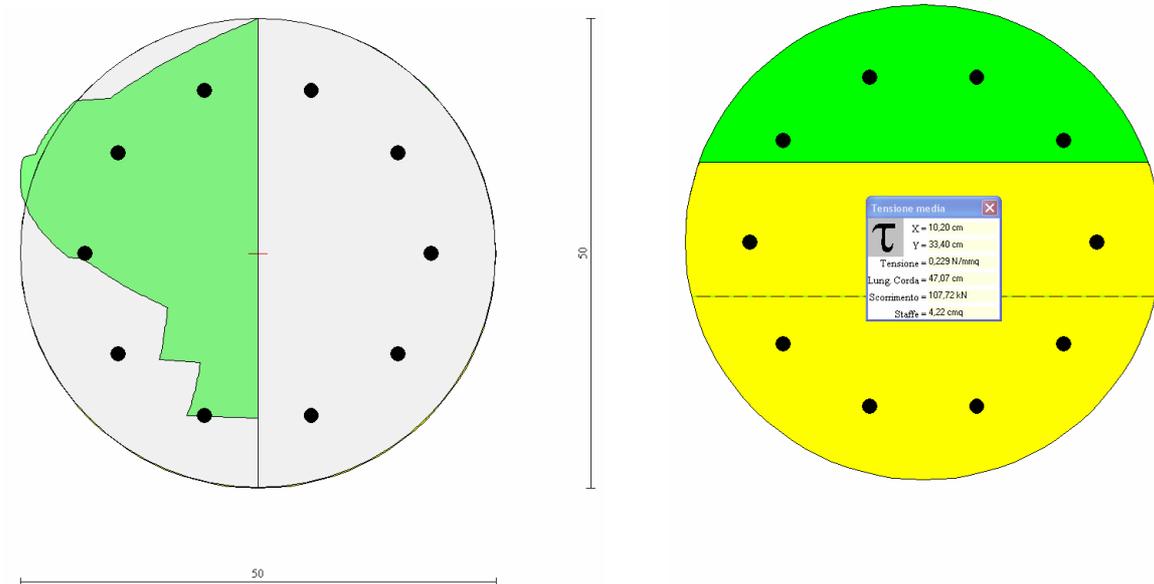


Figura 9.20: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

9.8.6. Combinazione AV(L)

9.8.6.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 50,0 [cm]

Armatura :

10Ø16 $A_f = 20,11$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 457,4600 [kN]

Momento lungo asse Y 15,1500 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 7,830 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 9.16: Caratteristiche dei materiali adoperati

9.8.6.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 72,528 [cm]
 Equazione asse neutro $0,000x - 3,233y - 153,644 = 0$
 Punti di intersezione con perimetro sezione (54,79 ; -22,53) (51,56 ; -22,53)
 Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 3,084 [N/mm²]
 Tensione tangenziale asse neutro 0,053 [N/mm²]
 Tensione tangenziale massima 0,053 [N/mm²]
 Tensione di compressione massima nel ferro 41,353 [N/mm²]
 Tensione di compressione minima nel ferro 19,273 [N/mm²]

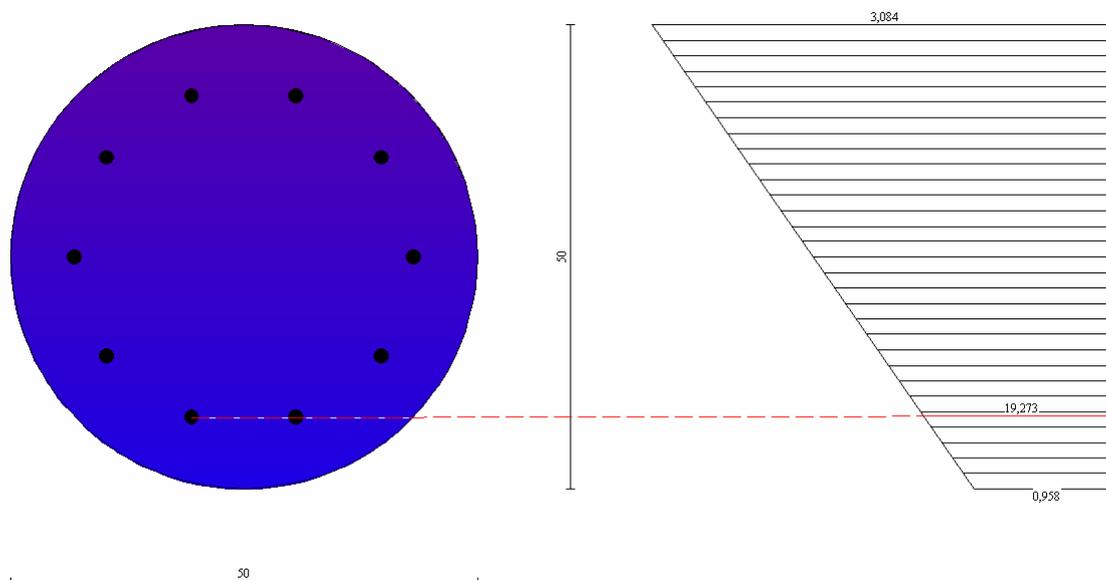


Figura 9.21: Diagramma delle tensioni normali

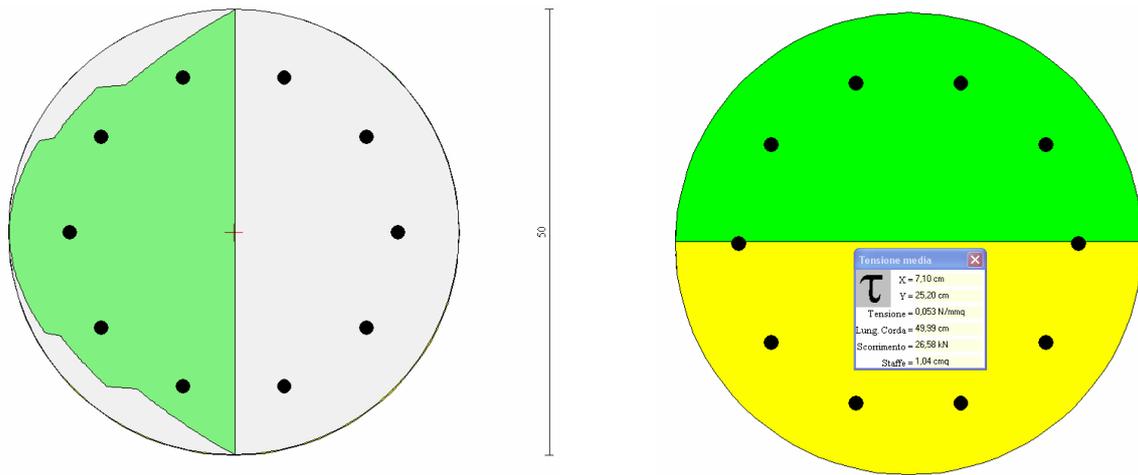


Figura 9.22: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

Poiché la tensione tangenziale massima agente nella sezione nelle due combinazioni di carico ($\tau_{\max} = 0,252 \text{ N/mm}^2$) risulta inferiore alla tensione tangenziale $\tau_{c0} = 0,60 \text{ N/mm}^2$, è possibile disporre un'armatura trasversale minima costituita da una spirale $\varnothing 10/30$.

10. CALCOLO PALI DI FONDAZIONE DELLA SPALLA

10.1. METODI DI CALCOLO

In questo paragrafo si descrivono i principi di calcolo adottati per le verifiche di capacità portante per azioni orizzontali e verticali delle palificate interessanti le fondazioni delle opere di cui si tratta.

10.1.1.1. Scarichi sui pali

Gli scarichi sui pali sono stati calcolati ipotizzando che la piastra di fondazione sia infinitamente rigida. Pertanto gli sforzi assiali di ogni palo dipendono dalla distanza di questi rispetto agli assi baricentrici della palificata. Allo stesso modo i tagli sono stati calcolati dividendo lo sforzo totale di taglio per il numero di pali.

10.1.1.2. Portanza per carichi verticali

10.1.1.2.1. Palo singolo

La portanza ammissibile Q_{amm} di un palo singolo è stata valutata secondo l'espressione:

$$Q_{amm} = \frac{Q_{lim}}{F_s} - W_p = \frac{Q_p + Q_s}{F_s} - W_p = \frac{q_p A_p + \sum_i \pi D q_{si} \Delta z_i}{F_s} - W_p \quad [10-1]$$

dove:

Q_{lim} = carico limite del palo;

F_s = coefficiente di sicurezza = 2,5 (*);

W_p = peso proprio del palo;

Q_p = resistenza alla punta (portanza di base);

Q_s = resistenza laterale (portanza laterale);

q_p = resistenza unitaria alla punta (portanza unitaria alla base);

q_{si} = resistenza unitaria laterale (portanza unitaria laterale) relativa allo strato i-esimo;

A_p = area della punta;

Δz_i = spessore dello strato i-esimo;

Per le portanze unitarie valgono inoltre le relazioni:

$$q_p = N_c c + N_q \sigma_{v0} \quad [10-2]$$

$$q_{si} = \alpha c_i + k_{si} \sigma_{vi} \tan \varphi_i \quad [10-3]$$

in cui:

c = coesione del terreno nello strato di base;

c_i = coesione del terreno nello strato i-esimo;

φ_i = angolo d'attrito del terreno nello strato i-esimo;

(*) In rispetto della Normativa geotecnica vigente (D.M. 11-3-1988) è stato assunto un coefficiente di sicurezza 2,5 sia per la portanza di punta che quella per attrito lungo il fusto.

- σ_{v0} = pressione nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 σ_{vi} = pressione sul piano orizzontale passante a metà dello strato i-esimo;
 k_{si} = coefficiente di spinta, compreso tra k_a (spinta attiva) e k_p (spinta passiva), assunto pari a 0,5 per i terreni di copertura e pari a 0,4 per i terreni nel substrato;
 $\alpha = 0,35$ = coefficiente d'adesione.
 N_c, N_q = fattori adimensionali di capacità portante funzioni dell'angolo di attrito del terreno φ e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo.

La valutazione della portanza in tensioni totali (condizioni non drenate) porta alle seguenti assunzioni:

- $c = c_u$ = coesione non drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c_{ui}$ = coesione non drenata del terreno nello strato i-esimo;
 $\varphi_i = \varphi_{ui} = 0$ = angolo d'attrito non drenato del terreno nello strato i-esimo;
 $N_c = 9$;
 $N_q = 1$;
 per cui si ha:

$$q_p = 9 c_u + \gamma L \quad [10-4]$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno, pari a γ (peso di volume) per terreno sopra la falda, e pari a γ_{sat} (peso di volume saturo) per terreno sotto falda;
 L = profondità del piano di appoggio dei pali rispetto al piano campagna.

Se, invece, la valutazione della portanza è condotta rispetto alle tensioni efficaci (condizioni drenate) si assumono le seguenti grandezze:

- $c = c'$ = coesione drenata del terreno nello strato di base;
 $c_i = c'_i$ = coesione drenata del terreno nello strato i-esimo;
 $\varphi_i = \varphi'_i$ = angolo d'attrito del terreno nello strato i-esimo;
 $\sigma_{v0} = \sigma'_{v0}$ = pressione efficace nel terreno agente sul piano orizzontale passante per la punta del palo;
 $\sigma_{vi} = \sigma'_{vi}$ = pressione efficace sul piano orizzontale passante a metà dello strato i-esimo.

Quando la verifica è condotta in tensioni efficaci quel che si ottiene dalla [10-2] è una portanza efficace. Ad essa, quindi, si deve sommare l'eventuale sottospinta idraulica $u = \gamma_w h_w$ essendo h_w la profondità del piano di appoggio rispetto alla quota della falda e γ_w il peso di volume dell'acqua.

In accordo con quanto indicato nelle "Raccomandazioni sui pali di Fondazione" (AGI, dicembre 1984) per i pali di grande diametro si è assunto un coefficiente N_q ridotto in considerazione dei cedimenti ammissibili, secondo Berezantzev (1965), corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta del palo:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad [10-5]$$

10.1.1.2.2. Gruppi di pali

La verifica di capacità portante della palificata è stata condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε funzione della geometria della palificata, secondo la formula di Converse Labarre:

$$\varepsilon = 1 - \arctg\left(\frac{D}{I}\right) * \left[\frac{m * (n-1) + n * (m-1)}{90 * m * n} \right] \quad [10-6]$$

dove:

D = diametro dei pali,

I = interasse minimo tra i pali,

m = numero di pali per riga,

n = numero di pali per colonna.

I carichi verticali agenti in testa ai pali sono stati calcolati ipotizzando che la zattera di fondazione fosse infinitamente rigida e quindi ripartendoli in funzione della distanza dei pali stessi dal baricentro della palificata.

10.1.1.2.3. Verifiche di portanza

Una volta determinato il carico agente su ogni singolo palo, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo, sia inferiore al carico ammissibile ricavato secondo i metodi descritti in precedenza;
- la portanza della palificata ottenuta moltiplicando quella del singolo palo per il numero di pali e per il coefficiente di efficienza ε , sia maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

10.1.1.3. Resistenza alle azioni orizzontali

10.1.1.3.1. Interazione terreno-palo

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K che rappresenta la pressione, applicata sul terreno, corrispondente ad uno spostamento unitario.

Il modello che è stato, invece, adottato per schematizzare il terreno, ai fini delle verifiche della resistenza laterale dei pali di fondazione, è un modello di tipo elasto-plastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Ciò significa che le molle posseggono una rigidità costante fino ad una soglia di plasticizzazione, individuata dalla pressione limite p_u , al di là della quale la rigidità si annulla mentre la reazione del terreno rimane costante anche aumentando gli spostamenti.

La resistenza del terreno $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c = c_u$, $\varphi = 0$) la resistenza cresce dal valore nullo in sommità (piano campagna) fino ad un valore massimo, compreso tra $8 c_u$ e $12 c_u$, in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è calcolabile dalla relazione di Brinch Hansen

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc} \quad [10-7]$$

dove:

D è il diametro del palo;

q è la pressione geostatica alla profondità z ;

c è la coesione alla profondità z ;

K_{pq}, K_{pc} sono coefficienti funzioni dell'angolo di attrito del terreno φ e del rapporto z/D ; i loro valori possono essere ricavati dagli abachi di tabella 10.1.

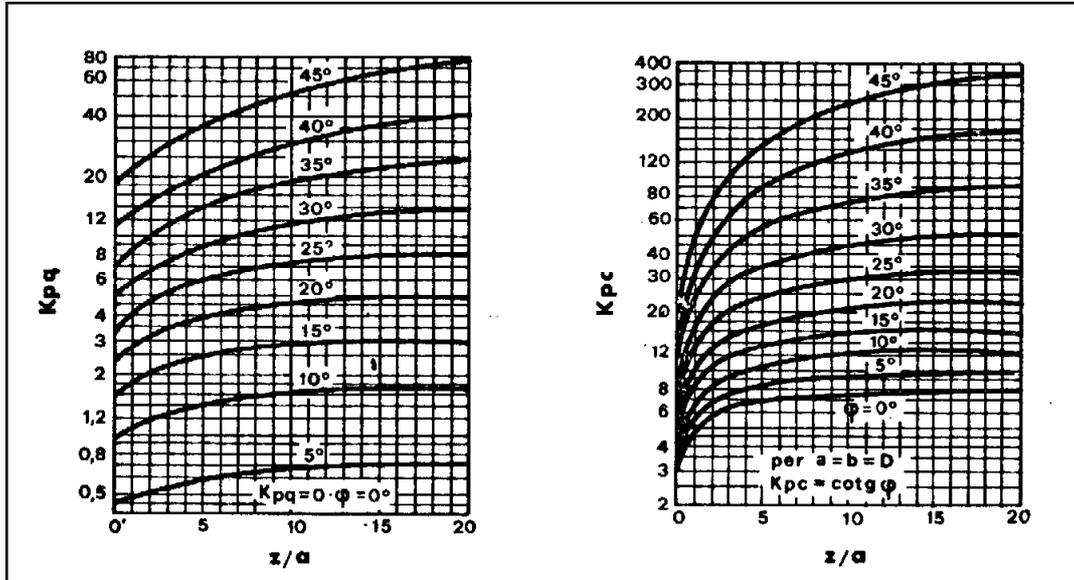


Tabella 10.1: Valori dei coefficienti di Brinch Hansen

Nel metodo degli elementi finiti il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo, vincolato al terreno con una molla posta sul nodo di collegamento con l'elemento sottostante. La rigidezza di questa molla è funzione, oltre che della costante di Winkler del terreno stesso (relativamente agli spostamenti orizzontali) anche del diametro del palo e della modalità d'istallazione.

Normalmente si assume che la variabilità della rigidezza K rispetto alla profondità sia lineare nel caso di sabbie o di argille normal-consolidate, mentre per le argille sovra-consolidate si assume un valore costante a tutte le profondità.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare per via analitica. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

10.1.1.3.2. Verifica di resistenza ad azioni orizzontali

Avendo definito il problema d'interazione (lunghezza del palo, vincolo in testa, scarico in testa al palo) si suppone di incrementare il carico orizzontale agente sulla testa del palo finché non si raggiunge:

- la rottura strutturale del palo in qualche sezione;
- la perdita d'equilibrio complessivo per plasticizzazione estesa del terreno circostante.

Rispetto al secondo tipo di crisi, più incerto, si assume un coefficiente di sicurezza pari a 2.

10.2. DIAGRAMMA DI PORTANZA DEI PALI

In funzione delle caratteristiche del terreno, è stato valutato il diagramma di portanza del singolo palo. Nel diagramma di portanza si riportano i valori della portanza ammissibile [t] del singolo palo, in funzione della lunghezza dello stesso [m].

PALI DN1200		
SPALLE		
	Portanza [T]	Lunghezza [m]
	0	0
	106,8	10
	174,1	15
	233,3	20
	280,6	24
	316,1	27
	351,7	30
	399	34

Tabella 10.2: Valori di portanza del singolo palo in funzione della lunghezza

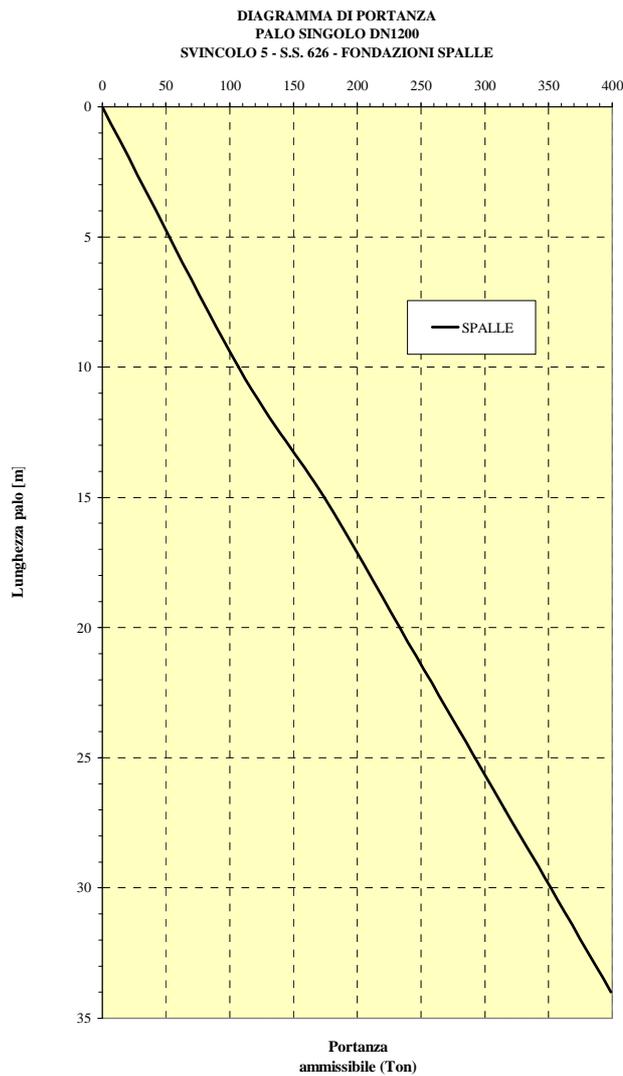


Figura 10.1: Diagramma di portanza del singolo palo

Nella tabella seguente si riporta il valore coefficiente di gruppo ε , funzione della geometria della palificata, ed ottenuto secondo la formula di Converse Labarre [10-8].

DETERMINAZIONE COEFFICIENTE DI GRUPPO (Formola di Converse Labarre)	
COEFFICIENTE DI GRUPPO PLINTO A 8 PALI	
Dati:	D=1,20 (m) Imin = 3,6 (m) pali per riga a=4 pali per colonna b=2
$\varepsilon =$	0,74

Tabella 10.3: Determinazione del coefficiente di gruppo della palificata.

10.3. ANALISI DEI CARICHI

Si prevede di adottare 8 pali di diametro pari a 1,2 m e disposti su due file, come riportato nella figura sottostante.

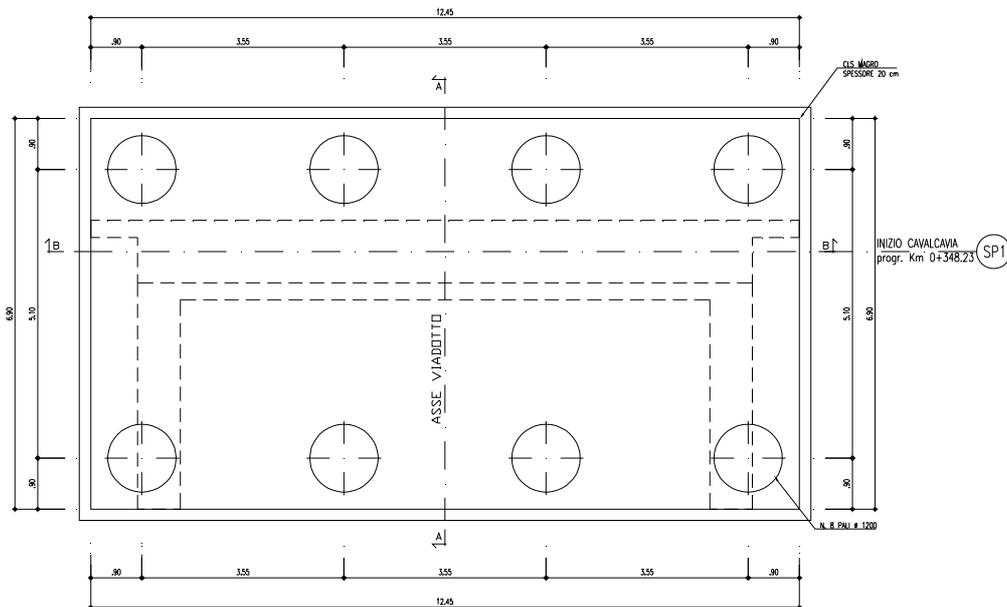


Figura 10.2: Pianta della palificata

Nella tabella seguente si riportano gli scarichi all'intradosso della fondazione per metro di larghezza di spalla calcolati rispetto al baricentro della stessa e necessari per il calcolo degli scarichi in testa a ciascun palo.

SCARICHI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONE PER m DI SPALLA			
Combinazione	N	M	T
	kN	kNm	kN
<i>Comb.1 (statica)</i>	1666,24	725,59	273,68
<i>Comb.2 (sismica)</i>	1380,80	874,01	311,32

Tabella 10.4: Scarichi all'intradosso della fondazione per metro di spalla

Moltiplicando i valori precedenti per la lunghezza della spalla, pari a 10,80 m, è possibile valutare gli scarichi totali agenti sull'intradosso della fondazione.

SCARICHI TOTALI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE			
Combinazione	N	M	T
	kN	kNm	kN
<i>Comb.1 (statica)</i>	17995,41	7836,40	2955,71
<i>Comb.2 (sismica)</i>	14912,67	9439,34	3362,24

Tabella 10.5: Scarichi totali all'intradosso della fondazione

Nella tabella seguente è stata riportata la geometria e l'individuazione della posizione del baricentro della palificata.

Numero di file di pali

2

GEOMETRIA PALIFICATA

Fila	n.pali	interasse [m]	Dx [m]	Dy [m]	Xg [m]	Yg [m]
1	4	3,55	0,9	0,9	6,225	3,45
2	4	3,55	0,9	6		

Tabella 10.6: Geometria ed individuazione del baricentro della palificata

In base ai valori della tabella precedente, sono stati definiti gli scarichi in fondazione trasmessi dalla spalla nella combinazione statica e dinamica.

SCARICHI IN FONDAZIONE						
Comb.	Nome	Hx [kN]	Hy [kN]	V [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1	<i>AIII</i>	0,00	2.955,71	17.995,41	-7.836,40	0,00
2	<i>AV</i>	0,00	3.362,24	14.912,67	-9.439,34	0,00

Tabella 10.7: Scarichi in fondazione

In fine sono stati calcolati gli scarichi sui pali.

SCARICHI SUI PALI						
Comb.	Palo n.	Hx [kN]	Hy [kN]	V* [kN]	V [kN]	Tipo
1	1	0,00	369,46	2.633,56	3.170,47	AIII
1	2	0,00	369,46	2.633,56	3.170,47	AIII
1	3	0,00	369,46	2.633,56	3.170,47	AIII
1	4	0,00	369,46	2.633,56	3.170,47	AIII
1	5	0,00	369,46	1.865,29	2.402,20	AIII
1	6	0,00	369,46	1.865,29	2.402,20	AIII
1	7	0,00	369,46	1.865,29	2.402,20	AIII
1	8	0,00	369,46	1.865,29	2.402,20	AIII
2	1	0,00	420,28	2.326,80	2.863,70	AV
2	2	0,00	420,28	2.326,80	2.863,70	AV
2	3	0,00	420,28	2.326,80	2.863,70	AV
2	4	0,00	420,28	2.326,80	2.863,70	AV
2	5	0,00	420,28	1.401,37	1.938,28	AV
2	6	0,00	420,28	1.401,37	1.938,28	AV
2	7	0,00	420,28	1.401,37	1.938,28	AV
2	8	0,00	420,28	1.401,37	1.938,28	AV

Tabella 10.8: Scarichi sui pali

10.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

In funzione dello scarico massimo che si riscontra nel palo più caricato si è valutata la lunghezza da adottare per il palo, utilizzando i diagrammi di portanza precedentemente riportati.

Lo scarico massimo nel palo più sollecitato vale:

$$V_{\max} = 263,34 \quad [t]$$

Pertanto si prevede di adottare un palo di lunghezza pari a $L = 27 \text{ [m]}$, cui corrisponde un valore della portanza pari a $V_{amm} = 316,10 \text{ [t]}$.

La verifica di capacità portante della palificata viene condotta a partire dalla portanza del palo singolo, moltiplicando questa per il coefficiente di gruppo ε e per il numero di pali adoperati.

$$V_{amm} = n_{pali} \cdot V_{amm} \cdot \varepsilon = 1871,31 \quad [t]$$

Lo scarico della palificata vale:

$$V_{\max} = 1799,28 \quad [t]$$

Adottando una palificata costituita da 8 pali di diametro 1,2 m e lunghezza pari a 27 m, si verifica che:

- il carico massimo sul singolo palo è inferiore al carico ammissibile;
- la portanza della palificata è maggiore del carico totale agente in testa alla palificata.

10.5. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nelle tabelle seguenti si sono riportate le caratteristiche del terreno adoperati per l'analisi dei pali di fondazione e le caratteristiche dei vari strati che lo compongono per una profondità di 27 m, ossia pari alla lunghezza di infissione del palo :

DATI GENERALI	
Presenza della falda	no
Profondità della falda dal piano campagna Z_w	200,00 m
Grado di sismicità dell'area S	6
Discretizzazione degli strati	0,5 m
Diametro del palo	1,2 m
Condizioni drenate	si

Tabella 10.9: Dati generali del terreno di fondazione

ϕ	Angolo di attrito interno dello strato
δ	Angolo di attrito terra muro
β	Angolo tra l'orizzontale ed il profilo del terrapieno
ψ	Angolo tra l'orizzontale e la parete del muro
c'	Coesione dello strato
c_u	Coesione non drenata dello strato
γ_{sat}	Peso di volume del terreno saturo
γ_d	Peso di volume del terreno secco
ϕ_{red}	Angolo di attrito interno per il calcolo del coefficiente di spinta passiva

STRATIGRAFIA											
Strato			Parametri geotecnici								
Nr.	Descrizione	Spessore	ϕ	δ	β	ψ	c'	c_u	γ_{sat}	γ_d	ϕ_{red}
Text	Text	m	°	°	°	°	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³	°
1	Marna argillosa	27,00	21	0	0	90	0,0000	0,0000	22,00	20,00	18

Tabella 10.10: Stratigrafia del terreno di fondazione

Si osserva come l'angolo ridotto per il calcolo della spinta passiva viene calcolato considerando la seguente espressione:

$$\tan \Phi_{red} = \frac{\tan \Phi}{1,2}$$

In funzione delle caratteristiche del terreno precedentemente definite, si sono valutate le pressioni agenti alle varie profondità e le costanti di reazioni associate.

PRESSIONI							COSTANTI DI REAZIONE		
Strato	z m	σ'_{v0} kN/m ²	u kN/m ²	σ'_a kN/m ²	σ'_p kN/m ²	σ'_{pe} kN/m ²	Fpu kN	kwh kN/m ³	Kh kN/m
1	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00	0,00	15.000	9.000
1	0,50	10,00		4,72	18,76	18,20	10,92	15.000	9.000
1	1,00	20,00		9,45	37,53	36,40	21,84	15.000	9.000
1	1,50	30,00		14,17	56,29	54,61	32,76	15.000	9.000
1	2,00	40,00		18,89	75,05	72,81	43,68	15.000	9.000
1	2,50	50,00		23,62	93,82	91,01	54,61	15.000	9.000
1	3,00	60,00		28,34	112,58	109,21	65,53	15.000	9.000
1	3,50	70,00		33,06	131,35	127,41	76,45	15.000	9.000
1	4,00	80,00		37,79	150,11	145,61	87,37	15.000	9.000
1	4,50	90,00		42,51	168,87	163,82	98,29	15.000	9.000
1	5,00	100,00		47,24	187,64	182,02	109,21	15.000	9.000
1	5,50	110,00		51,96	206,40	200,22	120,13	15.000	9.000
1	6,00	120,00		56,68	225,16	218,42	131,05	15.000	9.000
1	6,50	130,00		61,41	243,93	236,62	141,97	15.000	9.000
1	7,00	140,00		66,13	262,69	254,82	152,89	15.000	9.000
1	7,50	150,00		70,85	281,45	273,03	163,82	15.000	9.000
1	8,00	160,00		75,58	300,22	291,23	174,74	15.000	9.000
1	8,50	170,00		80,30	318,98	309,43	185,66	15.000	9.000
1	9,00	180,00		85,02	337,75	327,63	196,58	15.000	9.000
1	9,50	190,00		89,75	356,51	345,83	207,50	15.000	9.000
1	10,00	200,00		94,47	375,27	364,03	218,42	15.000	9.000
1	10,50	210,00		99,19	394,04	382,24	229,34	15.000	9.000
1	11,00	220,00		103,92	412,80	400,44	240,26	15.000	9.000
1	11,50	230,00		108,64	431,56	418,64	251,18	15.000	9.000
1	12,00	240,00		113,37	450,33	436,84	262,10	15.000	9.000
1	12,50	250,00		118,09	469,09	455,04	273,03	15.000	9.000
1	13,00	260,00		122,81	487,85	473,24	283,95	15.000	9.000
1	13,50	270,00		127,54	506,62	491,45	294,87	15.000	9.000
1	14,00	280,00		132,26	525,38	509,65	305,79	15.000	9.000
1	14,50	290,00		136,98	544,15	527,85	316,71	15.000	9.000
1	15,00	300,00		141,71	562,91	546,05	327,63	15.000	9.000
1	15,50	310,00		146,43	581,67	564,25	338,55	15.000	9.000
1	16,00	320,00		151,15	600,44	582,45	349,47	15.000	9.000
1	16,50	330,00		155,88	619,20	600,66	360,39	15.000	9.000
1	17,00	340,00		160,60	637,96	618,86	371,31	15.000	9.000
1	17,50	350,00		165,32	656,73	637,06	382,24	15.000	9.000
1	18,00	360,00		170,05	675,49	655,26	393,16	15.000	9.000
1	18,50	370,00		174,77	694,25	673,46	404,08	15.000	9.000
1	19,00	380,00		179,49	713,02	691,66	415,00	15.000	9.000
1	19,50	390,00		184,22	731,78	709,87	425,92	15.000	9.000
1	20,00	400,00		188,94	750,55	728,07	436,84	15.000	9.000
1	20,50	410,00		193,67	769,31	746,27	447,76	15.000	9.000
1	21,00	420,00		198,39	788,07	764,47	458,68	15.000	9.000
1	21,50	430,00		203,11	806,84	782,67	469,60	15.000	9.000
1	22,00	440,00		207,84	825,60	800,87	480,52	15.000	9.000
1	22,50	450,00		212,56	844,36	819,08	491,45	15.000	9.000
1	23,00	460,00		217,28	863,13	837,28	502,37	15.000	9.000
1	23,50	470,00		222,01	881,89	855,48	513,29	15.000	9.000
1	24,00	480,00		226,73	900,65	873,68	524,21	15.000	9.000
1	24,50	490,00		231,45	919,42	891,88	535,13	15.000	9.000
1	25,00	500,00		236,18	938,18	910,09	546,05	15.000	9.000
1	25,50	510,00		240,90	956,95	928,29	556,97	15.000	9.000
1	26,00	520,00		245,62	975,71	946,49	567,89	15.000	9.000
1	26,50	530,00		250,35	994,47	964,69	578,81	15.000	9.000
1	27,00	540,00		255,07	1013,24	982,89	589,74	15.000	9.000

Tabella 10.11: Caratteristiche degli strati di terreno

Il modello adoperato per schematizzare il terreno è il modello di Winkler.

Nel modello di Winkler il terreno è schematizzato come una serie di molle elastiche perfettamente plastiche indipendenti fra loro. Le molle che schematizzano il terreno sono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica k_{wh} , espressa in kN/m^3 , che rappresenta la pressione che bisogna applicare per ottenere uno spostamento unitario. La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso dei terreni coesivi in condizioni non drenate k_{wh} assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di k_{wh} è di tipo lineare, crescente con la profondità. L'espressione di k_{wh} assume una forma binomia del tipo:

$$k_{wh}(z) = a + b \cdot z^n$$

Nel caso in esame si è assunto:

a	15.000
b	0
n	1

Pertanto si ha che k_{wh} risulta costante con la profondità:

kw kN/m ³	z m
15.000	0,00
15.000	27,00

10.6. CARATTERISTICHE E MODELLAZIONE DEI PALI

I pali di fondazione presentano una lunghezza complessiva di 28 m, con un tratto fuori terra pari ad 1 m ed una lunghezza di infissione di 27 m. La sezione del palo è circolare, con un diametro di 1,2 m.

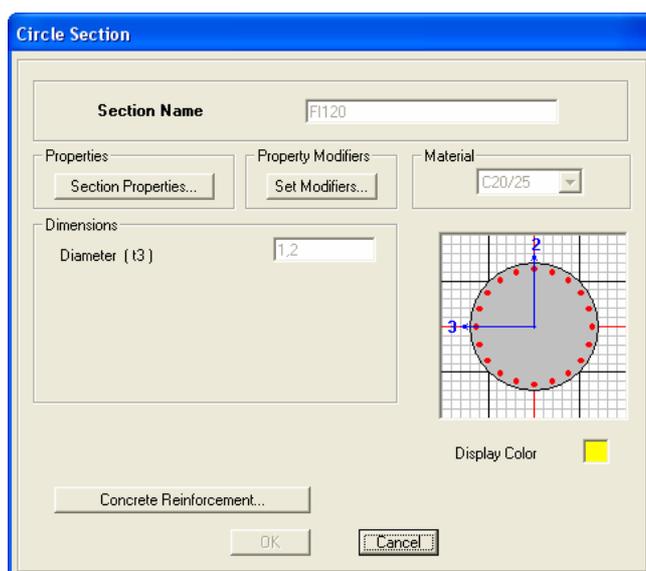


Figura 10.3: Sezione del palo

Il palo è stato modellato come una trave (elemento frame) a sezione circolare e risulta suddiviso in un determinato numero di elementi aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo.

In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi è stata inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Le molle presentano un comportamento elastoplastico perfetto, con diagramma sforzi – deformazione di tipo bilatero (joint link-Plastic Wen). La singola molla reagisce fino ad un valore limite di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza.

La soglia limite di plasticizzazione dipende dal diametro del palo, dalla sua discretizzazione e cresce linearmente con la profondità in funzione della resistenza passiva del terreno in cui il palo è immerso. Infatti:

$$F_{pu} = \sigma'_{pe} \cdot \Delta z \cdot D$$

Dove Δz è la lunghezza dei tratti che discretizzano la sezione, D è il diametro del palo e σ'_{pe} è la resistenza passiva del terreno. I valori di F_{pu} in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente.

La molla avrà una rigidezza pari a :

$$k_h = k_{wh} \cdot \Delta z \cdot D$$

I valori di k_h in funzione della profondità del terreno sono stati riportati nella tabella precedente. In tal caso si nota come tutte le grandezze che definiscono k_h sono costanti con la profondità, dunque tutte le molle definite nel modello di calcolo del palo presentano la stessa rigidezza.

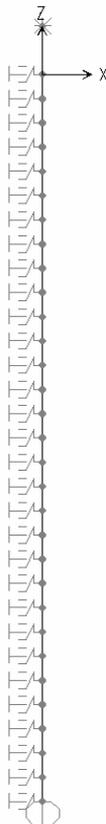


Figura 10.4: Modello di calcolo del palo

Nel modello di calcolo si sono adoperati i seguenti vincoli:

- alla punta del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Z;
- alla testa del palo è stata impedita la traslazione lungo l'asse Y e la rotazione attorno all'asse Y.

10.7. TIPO DI ANALISI

L'analisi del palo, ai fini del calcolo delle caratteristiche della sollecitazione è stata eseguita utilizzando un software dedicato, il Sap 2000 V.10 della CSI Berkley, per la risoluzione dei sistemi strutturali con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).

Nelle figure che seguono sono riportati il diagramma del momento flettente ed il diagramma del taglio nel palo nelle due combinazioni di carico definite.

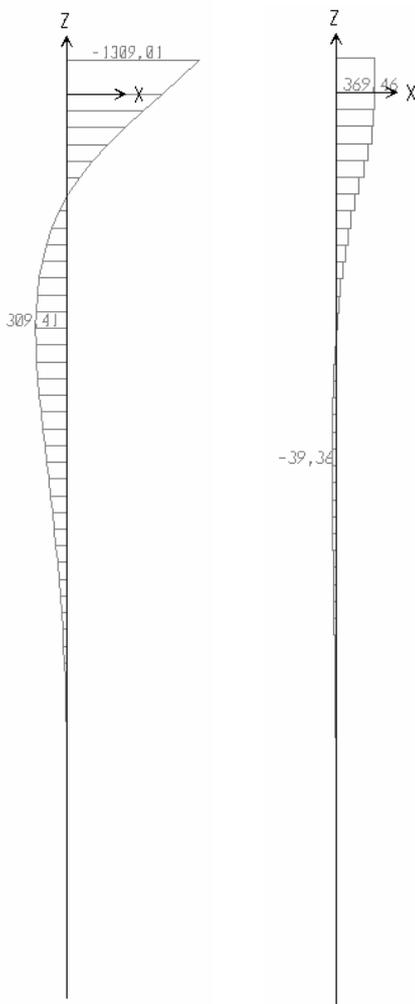


Figura 10.5: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione statica

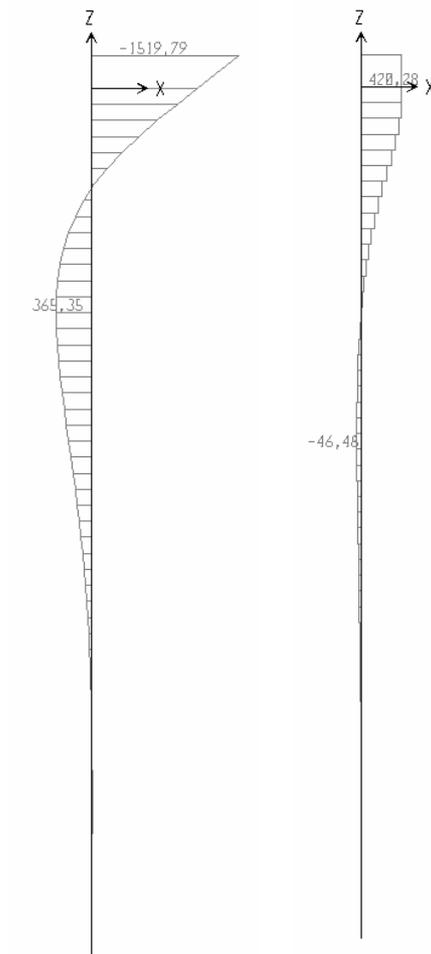


Figura 10.6: Diagramma del Momento Flettente (a sinistra) e del taglio (a destra) nella combinazione dinamica

10.8. VERIFICA DELLE SEZIONI

Si è proceduto quindi col valutare la quantità di armatura da disporre nel palo in funzione delle sollecitazioni agenti nelle due combinazioni: statica e dinamica.

10.8.1. Combinazione statica

10.8.1.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 120,0 [cm]

Armatura :

40Ø26 $A_f = 212,37$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 1865,2900 [kN]

Momento lungo asse Y 1309,0100 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 369,460 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 10.12: Caratteristiche dei materiali adoperati

10.8.1.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	58,646 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 119,911y + 162,312 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(119,96 ; 61,35) (0,04 ; 61,35)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	8,285 [N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,351 [N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,440 [N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	108,809 [N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-114,546 [N/mm ²]

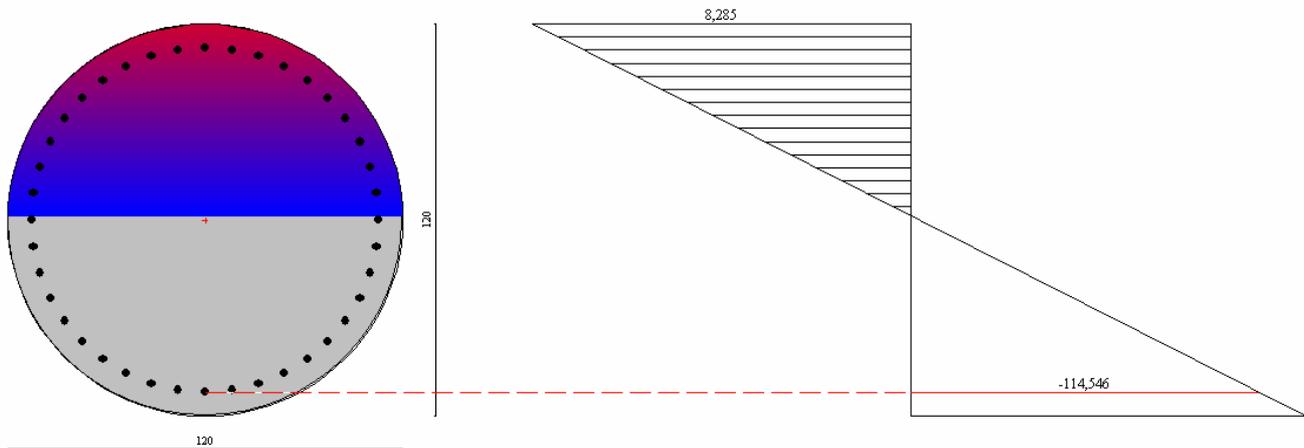


Figura 10.7: Diagramma delle tensioni normali

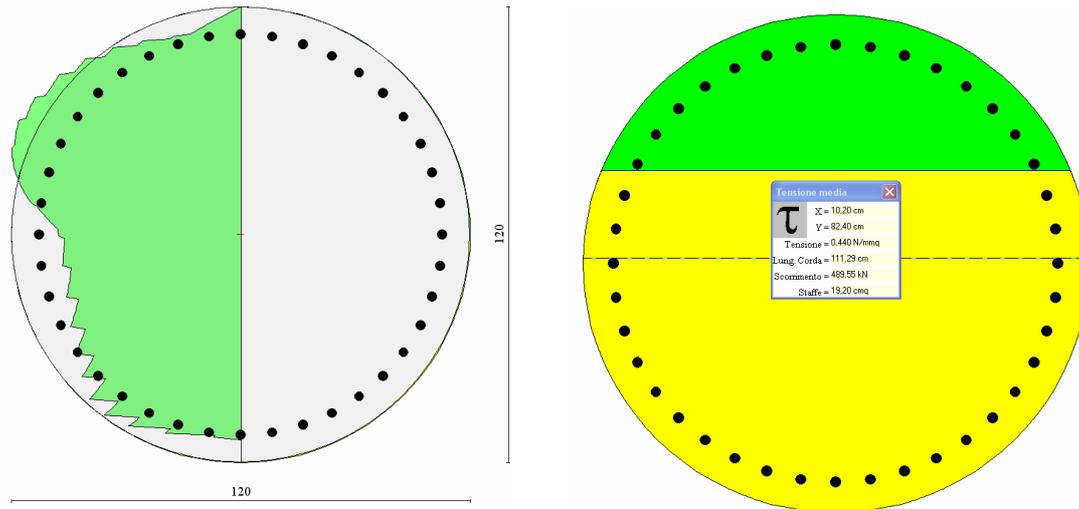


Figura 10.8: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

10.8.2. Combinazione dinamica

10.8.2.1. Dati

Tipo sezione: Circolare

Diametro 120,0 [cm]

Armatura :

40Ø26 $A_f = 212,37$ [cm²]

Sollecitazioni :

Sforzo Normale 1401,3700 [kN]

Momento lungo asse Y 1519,790 [kNm]

Sforzo di Taglio lungo asse Y 420,280 [kN]

CARATTERISTICHE MATERIALI						
CALCESTRUZZO					ACCIAIO	
R_{ck}	σ_{amm}	f_{ctm}	τ_{c0}	τ_{c1}	f_{yk}	σ_{amm}
N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
30,00	9,75	2,61	0,60	1,83	430	255

Tabella 10.13: Caratteristiche dei materiali adoperati

10.8.2.2. Risultati analisi. Tensioni ammissibili

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 51,998 [cm]

Equazione asse neutro $0,000x - 118,917y + 951,607 = 0$

Punti di intersezione con perimetro sezione (119,46 ; 68,00) (0,54 ; 68,00)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	9,469 [N/mm ²]
Tensione tangenziale asse neutro	0,427 [N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	0,481 [N/mm ²]
Tensione di compressione massima nel ferro	122,094 [N/mm ²]
Tensione di trazione massima nel ferro	-165,811 [N/mm ²]

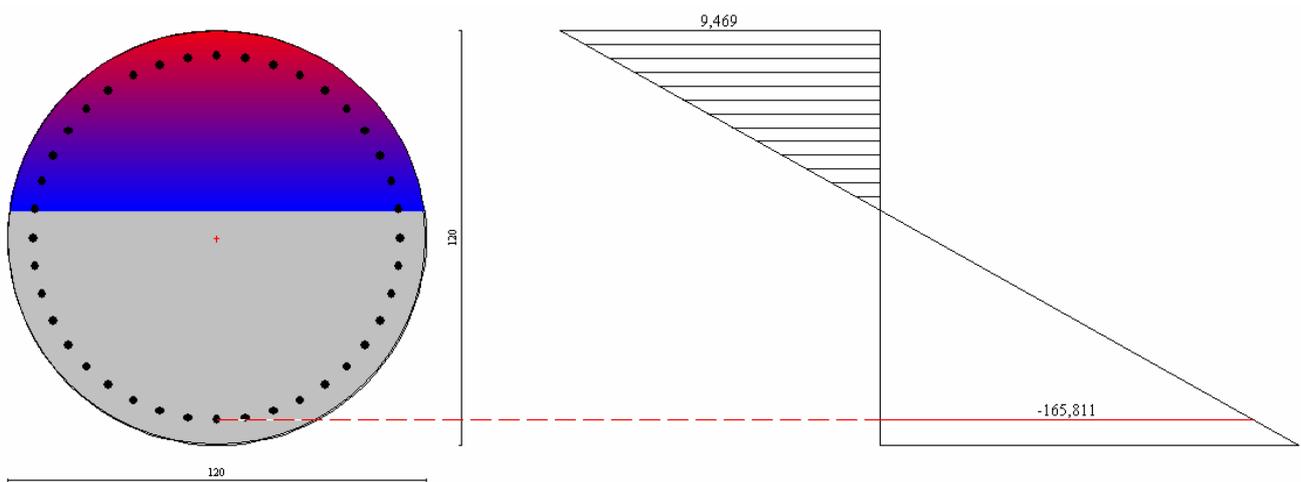


Figura 10.9: Diagramma delle tensioni normali nella sezione del palo

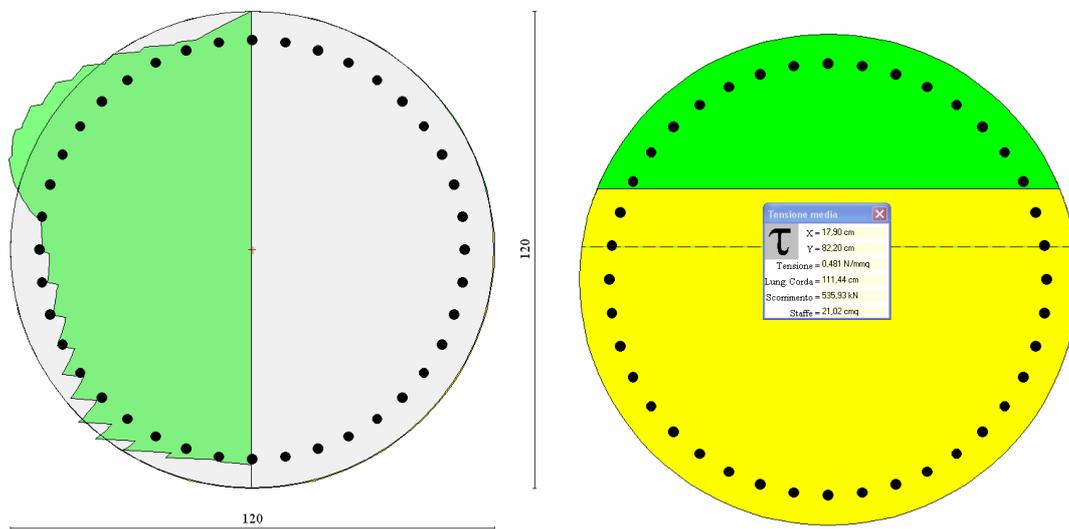


Figura 10.10: Diagramma delle tensioni tangenziali ed individuazione della tensione tangenziale massima

E' possibile osservare come la quantità di armatura disposta soddisfa le verifiche precedentemente effettuate.

Poiché la tensione tangenziale massima agente nella sezione nelle due combinazioni di carico ($\tau_{\max} = 0,481 \text{ N/mm}^2$) risulta inferiore alla tensione tangenziale $\tau_{c0} = 0,60 \text{ N/mm}^2$, è possibile disporre un'armatura trasversale minima costituita da una spirale $\varnothing 10/30$.