

DIPARTIMENTO INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA
*Corso di laurea in ingegneria civile strutturale e
geotecnica 2014-15*



UNIVERSITÀ
degli STUDI
di CATANIA

Eugenio Ferrara

**RELAZIONE DI CALCOLO
DEL PROGETTO DI UN PONTE**

Docente:

Prof. Ing. Pier Paolo Rossi

INDICE

Introduzione	1
Capitolo 1.....	3
INFORMAZIONI GENERALI.....	3
1. Normative di riferimento.....	3
2. Materiali utilizzati	4
3. Classe di lavorabilità	6
Capitolo 2.....	7
DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
1. Geometrie	7
2. Azioni permanenti.....	8
3. Deformazioni impresse.....	8
4. Azioni variabili da traffico	9
5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione.....	12
6. Azione centrifuga.....	13
7. Combinazioni di carico	13
Capitolo 3.....	15
SOLETTA.....	15
1. Predimensionamento	15
2. Spessore ricoprimento.....	15
3. Fase di getto	16
3.1. Carico da Neve	17
3.2. Carichi da costruzione	18
3.3. Fase di getto	19

3.4. Momento massimo in mezzeria, progetto corrente superiore del traliccio	20
3.5. Taglio massimo all'appoggio, progetto aste traliccio	21
4. Linee di influenza	22
5. Diffusione dei carichi concentrati	24
5.1. Impronta schema di carico 1	24
5.2. Impronta schema di carico 2	25
6. SLU Carichi permanenti	26
7. Calcolo delle sollecitazioni	26
7.1. Sezione AA	27
7.2. Sezione BB	27
7.3. Sezione CC	28
7.4. Sezione DD	28
7.5. Sollecitazioni M massime ottenute	29
8. Calcolo armatura A'_s della soletta	29
9. Calcolo armatura A_s della soletta	29
10. Sollecitazioni V massime	30
10.1. Verifica a taglio della sezione senza armature trasversali resistenti a taglio	30
11. Verifica allo SLE	31
11.1. Carichi permanenti	32
11.2. Carichi variabili da traffico	32
11.3. Sollecitazione M massime ottenute	32
11.4. Verifica armatura A'_s	33
11.5. Verifica armatura A_s	33
12. Calcolo M_{Rds} soletta	35
13. Verifica globale della sezione	36
13.1. Momento flettente positivo	36
14. Armatura longitudinale	36
15. Verifica a punzonamento	37
Capitolo 4	39
TRAVI	39
1. Ripartizione trasversale dei carichi	39
1.1. Carico da Vento	41
1.2. Carichi	43

1.3. Calcolo delle sollecitazioni	45
2. Dimensionamento trave	47
2.1. Dimensionamento sezione in appoggio	47
2.2. Dimensionamento sezione in campata.....	50
2.3. Conci di trave	51
3. Verifiche	53
4. SLE.....	53
4.1. Fase 1: carichi permanenti strutturali G1.....	54
4.2. Fase 2: ritiro ed effetti viscosi	57
4.3. Carichi permanenti non strutturali G2	63
4.4. Carichi variabili (traffico, vento, temperatura, neve)	68
4.5. Verifica tensionale	75
5. SLU	75
5.1. Verifica SLU in campata	76
5.2. Verifica SLU in appoggio	77
5.3. Verifica a Taglio	80
6. Piolatura	82
6.1. Piolatura spalla concio 4.....	85
6.2. Piolatura campata concio 4.....	85
6.3. Piolatura appoggio concio 1	86
6.4. Limiti di normativa.....	87
7. Armatura trasversale.....	87
8. Collegamenti bullonati.....	88
8.1. Anima in appoggio	89
8.2. Flangia superiore ed inferiore in appoggio	89
8.3. Anima in campata.....	91
8.4. Flangia superiore ed inferiore in campata	91
Capitolo 5.....	94
TRAVERSI	94
1. Realtà fisica	94
2. Linee di influenza.....	94
3. Analisi dei carichi.....	101
4. Schema statico e determinazione degli sforzi	102
5. Bullonatura.....	105
Capitolo 6.....	106

APPOGGI	106
1. Scelta degli appoggi.....	106
2. Azioni verticali.....	106
3. Azioni longitudinali.....	110
4. Azioni trasversali	112
5. Deformazioni non indotte dai carichi	113
6. Azioni allo SLU.....	114
7. Spostamenti allo SLU	115
Capitolo 7.....	117
PILA.....	117
1. Definizione	117
2. Carichi agenti	117
2.1. Azioni verticali agenti dall'impalcato	118
2.2. Azioni orizzontali agenti sull'impalcato.....	127
3. Azioni agenti sulla pila	128
4. Progettazione della pila	129
5. Pulvino	130
6. Baggiolo	133
7. Fusto della pila	134
7.1. Massimo carico verticale, caso 1.....	134
7.2. Minimo carico verticale, caso 2.....	137
7.3. Armatura a taglio.....	139

Introduzione

In questo lavoro si vuole studiare dal punto di vista statico e dinamico un ponte con impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo al fine di dimensionarne e verificarne gli elementi strutturali principali.

Il viadotto è rettilineo, lungo complessivamente 130 m, composto da tre campate di lunghezza rispettivamente 35 m, 60 m e 35 m. Le pile centrali sono di diversa altezza, la Pila 1 è alta 8 m mentre la pila 2 è alta 20 m. Le spalle presentano la medesima altezza di 4 m.

L'opera è progettata per una vita nominale di 100 anni e si colloca in classe d'uso 4.

L'opera è situata nel comune di Catania.

Capitolo 1

INFORMAZIONI GENERALI

1. Normative di riferimento

- D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Circolare 05/08/2009 “Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008”
- Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo □ Progettazione e dettagli costruttivi”
- Eurocodice 3 “Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio”
- Eurocodice 4 “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”
- D.M. 09/01/1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in c. a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Eurocodice 8 “Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges”
- Consiglio Nazionale delle Ricerche. Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni (CNR/DT 207/2008). 19 febbraio 2008.
- UNI EN 206-1:2006 Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità

2. Materiali utilizzati

Al fine di garantire la durabilità di una struttura in cemento armato, si raccomanda l'impiego di calcestruzzi di adeguata qualità e, per evitare la corrosione delle armature metalliche, l'adozione di un ricoprimento di calcestruzzo di spessore sufficientemente elevato.

Classi di esposizione ambientale secondo UNI EN 206-1								
Classe di esposizione ambientale	Descrizione dell'ambiente di esposizione	Esempi di condizioni ambientali	UNI 9858	A/C massimo	Contenuto minimo di cemento kg/m ³	Rck minima N/mm ²	Contenuto minimo di aria %	Copriferro minimo Mm
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco								
X0	Molto secco	Clis per interni di edifici con umidità dell'aria molto bassa	1	-		C12/15	-	15
2 Corrosione delle armature per effetto della carbonatazione								
XC1	Secco o permanentemente bagnato	Clis per interni di edifici con umidità relativa bassa o immerso in acqua	2a	0,65	260	C20/25	-	20
XC2	Bagnato, raramente secco	Superfici in cls a contatto con acqua per lungo tempo es. fondazioni	2a	0,60	280	C25/30	-	20
XC3	Umidità moderata	Clis per interni con umidità relativa moderata o alta e cls all'esterno protetto dalla pioggia	5a	0,55	280	C30/37	-	30
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici in cls a contatto con faoqua, non nella classe XC2.	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
3 Corrosione delle armature per effetto dei cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare								
XD1	Umidità moderata	Superfici in cls esposte a nebbia salina	5a	0,55	300*	C30/37	-	30
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine; cls esposto ad acque industriali contenenti cloruri	4a, 5b	0,55	300	C30/37	-	30
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri, pavimentazioni di parcheggi	5c	0,45	320	C35/45	-	40
4 Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare								
XS1	Esposto alla nebbia salina ma non all'acqua di mare	Strutture prossime o sulla costa	4a, 5b	0,50	300	C30/37	-	30
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine	5c	0,45	320	C35/45	-	40
XS3	Zone esposte alle onde o alla marea	Parti di strutture marine	5c	0,45	340	C35/45	-	40
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti								
XF1	Moderata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,55	300	C30/37	-	30
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti	Superfici verticali in cls di strutture stradali esposte al gelo e nebbia dei sali disgelanti	3, 4b	0,55	300	C25/30	4,0 e aggregati resistenti al gelo/disgelo	30
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di sali disgelanti	Superfici orizzontali in cls esposte alla pioggia e al gelo	2b	0,50	320	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/disgelo	30
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di sali disgelanti o acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti ai sali disgelanti. Superfici in cls esposte direttamente a nebbia contenente sali disgelanti	3, 4b	0,45	340	C30/37	4,0 e aggregati resistenti al gelo/disgelo	40
6 Attacco chimico								
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5a	0,55	300	C30/37	-	30
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	4*, 5b	0,50	320 cemento resistente ai solfati	C30/37	-	30
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo (vd. prospetto 2 della EN 206)	-	5c	0,45	360 cemento resistente ai solfati	C35/45	-	40

Figura 1: Classi di esposizione

Seguendo la norma UNI EN 206 sono state considerate le seguenti caratteristiche XC4, XD2, XS1.

In accordo con quanto visto la classe scelta 40/50 risulta ottimale.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportate in tabella 1:

CALCESTRUZZO C40/50	
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.46 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm} = 4.21 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3} = 35220.5 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M = 0.85 \cdot 40 / 1.5 = 22.67 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 2.46 / 1.5 = 1.64 \text{ N/mm}^2$
ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO B450C	
Tensione caratteristica a rottura	$f_{sk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{syk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{syd} = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
ACCIAIO STRUTTURALE PER PROFILATI E PIASTRE	
ACCIAIO	S355J
Bulloni	C1. 8.8
Dadi	C1. 10

Tabella 1: Materiali impiegati

3. Classe di lavorabilità

La lavorabilità è la caratteristica che indica la capacità del calcestruzzo a muoversi e compattarsi. La mobilità del calcestruzzo è importante per facilitare il trasporto, il getto e l'avvolgimento dei ferri d'armatura all'interno delle cassaforme. La compattabilità è importante per agevolare, per effetto della vibrazione, la fuoriuscita dell'aria intrappolata dal calcestruzzo fresco ed assicurare la massima densità possibile del materiale indurito, oltre che il massimo contatto superficiale tra ferri e calcestruzzo.

La lavorabilità è in genere misurata attraverso lo slump test, ovvero attraverso la determinazione dell'abbassamento del calcestruzzo, appena sformato da un tronco di cono metallico (cono di Abrams), rispetto all'altezza dello stesso calcestruzzo costipato in modo standardizzato all'interno del cono alto 300 mm.

La classe di consistenza scelta è di tipo S4.

Slump	Classe di appartenenza	Definizione
0 - 4 cm	S1	Terra umida
5 - 9 cm	S2	Plastica
10 - 15 cm	S3	Semifluida
16 - 20 cm	S4	Fluida
> 21 cm	S5	Superfluida

Figura 2: Classe di consistenza

Capitolo 2

DESCRIZIONE DELL'OPERA

1. Geometrie

L'opera di lunghezza complessiva pari a 130 metri (asse strutturale delle spalle), è costituita da 3 campate di cui quelle esterne di lunghezza pari a 35 metri, mentre la campata centrale di 60 metri. Il viadotto è sostenuto da due pile di cui la prima Pila 1 di altezza 8 metri, la Pila 2 di altezza 20 metri.

L'impalcato presenta una larghezza complessiva di 16 metri nella quale la sezione stradale è larga complessivamente 10.50 metri.

La struttura portante è costituita da 4 travi metalliche con sezione trasversale a doppio T simmetrica. La sezione trasversale del viadotto risulta irrigidita in corrispondenza delle pile e delle spalle con traversi a sezione trasversale a doppio T.

Nelle zone intermedie, ad interassi regolari, si posizionano telai trasversali costituiti da profili ad L accoppiati.

Le pile sono costituite da un fusto a sezione rettangolare posto in asse con il viadotto. Esse sono fondate su plinti a pianta rettangolare che scaricano il peso su pali di fondazione.

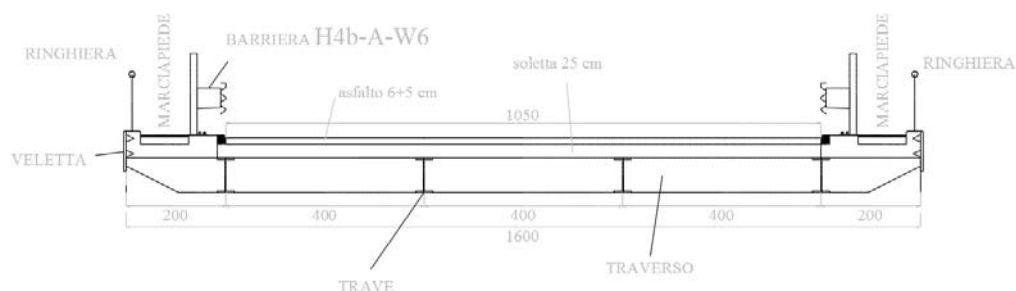


Figura 3: Sezione trasversale data dalla consegna

2. Azioni permanenti

Le azioni permanenti considerate sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
- Carichi permanenti portanti: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, ringhiere, attrezzature stradali).
- Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinta idraulica, ecc.).

3. Deformazioni impresse

Le deformazioni impresse che vengono considerate sono:

- Distorsioni e presollecitazioni di progetto; Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previsti in progetto;
- ε_1 ritiro e viscosità (in accordo alle NTC);
- ε_2 variazioni termiche.

Inoltre tali valori caratteristici saranno amplificati mediante i coefficienti parziali di sicurezza γ_{G1} e γ_{G2} definiti in Tab. 5.1.V di normativa.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura i: coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Dove il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

4. Azioni variabili da traffico

Ai fini del calcolo, la carreggiata viene suddivisa in corsie convenzionali, sulle quali vengono applicati i carichi variabili da traffico in modo da individuare di volta in volta le condizioni di carico più severe per la verifica in esame (possono essere adiacenti oppure no); le larghezze di tali corsie (w_i) sulla carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie si determinano come indicato nello schema di figura 5.1.1 e in tabella 5.1.1 di normativa.

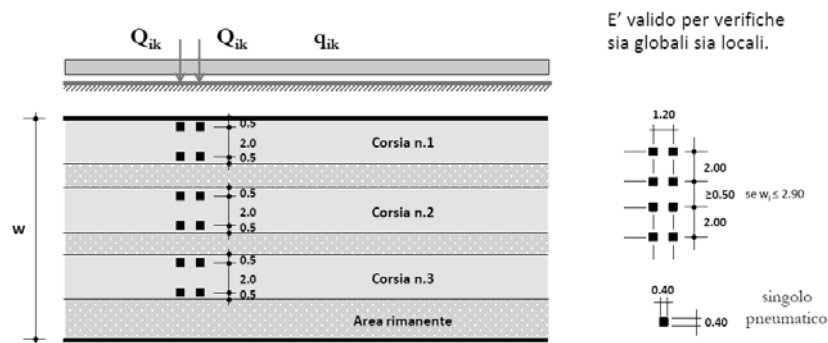
Le corsie convenzionali, la loro disposizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale. In alcuni casi, come per verifiche particolari

SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo e possono coincidere con le corsie fisiche.

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

La normativa italiana definisce 6 schemi di carico variabile da traffico:

- **Schema 1:** è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem e da carichi uniformemente distribuiti. Il carico tandem è unico per corsia e va considerato per intero



- Schema di carico 1 - ponti di 1ª categoria.

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia n°1	300	9.00
Corsia n°2	200	2.50
Corsia n°3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

- Schema di carico 1 - ponti di 2ª categoria.

Posizione	Carico asse Q_k [kN]	q_k [kN/m ²]
Corsia n°1	240	7.20
Corsia n°2	200	2.50
Corsia n°3	100	2.50
Altre corsie	0	2.50

Figura ii: Schema di carico 1

- **Schema 2:** è costituito da un singolo asse applicato su impronte di pneumatico di forma rettangolare (0.60 m x 0.35 m). E' valido per verifiche locali e va considerato autonomamente con asse

longitudinale nella posizione più gravosa. Qualora sia più gravoso, si considera il peso di una singola ruota di 200 kN.

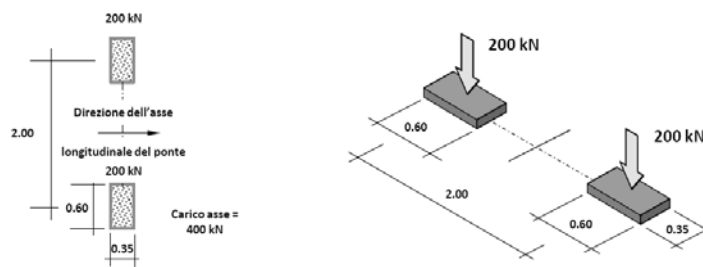


Figura iii: Schema di carico 2

- **Schema 3:** è costituito da un carico isolato di 150 kN con impronta quadrata di lato 0.40 m. E' valido per verifiche locali in marciapiedi non protetti da sicurvia.

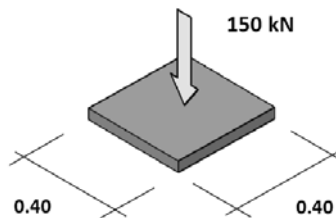


Figura iii: Schema di carico 3

- **Schema 4:** E' costituito da un carico isolato di 10 kN con impronta quadrata di lato 0.10 m. E' valido per verifiche locali in marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

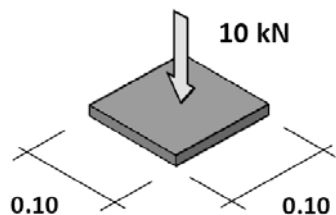


Figura iv: Schema di carico 4

- **Schema 5:** E' costituito dalla folla compatta agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.0 kN/m². Il valore di combinazione è di 2.5 kN/m². Il carico folla deve essere

applicato su tutte le zone significative della superficie d' influenza, inclusa l'aria dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

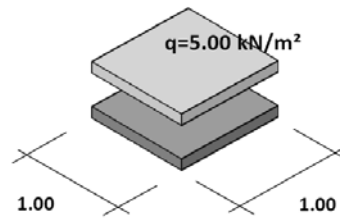


Figura v: Schema di carico 5

- **Schema 6:** In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico 1, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica compressiva del ponte, si può far riferimento ai carichi:

- $q_{L,a} = 128.95 (1/L)^{0.25}$ [kN/m]
- $q_{L,b} = 88.71 (1/L)^{0.25}$ [kN/m]
- $q_{L,c} = 77.21 (1/L)^{0.25}$ [kN/m]

essendo L la lunghezza della zona caricata.
 $q_{L,a}$ il carico sulla corsia n.1
 $q_{L,b}$ il carico sulla corsia n.2
 $q_{L,c}$ il carico sulla corsia n.3

Figura vi: Schema di carico 6

Sull'area rimanente si considera un carico distribuito di intensità 2.5 kN/m^2 .

5. Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

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

La forza, applicata a livello della pavimentazione, ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata:

Ponti di 1ª categoria

$$180 \text{ kN} \leq 0.6 \cdot (2Q_{1K}) + 0.10 \cdot q_{1K} W_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Ponti di 2ª categoria

$$144 \text{ kN} \leq 0.6 \cdot (2Q_{1K}) + 0.10 \cdot q_{1K} W_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

Figura vii: Forza di frenatura

6. Azione centrifuga

Nei ponti con asse curvo l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente in funzione di $Q_v = \sum 2Q_{1k}$, ovvero del carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico n.1.

Il carico è applicato a livello della pavimentazione ed agisce in direzione normale all'asse del ponte. La forza è concentrata in una qualunque sezione trasversale dell'impalcato:

Raggio di curvatura R (m)	Q_4 (kN)
$R > 200$	$0.2 Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 Q_v / R$
$R \geq 1500$	0

$Q_v = \sum 2Q_{1k}$ = carico totale degli assi tandem dello schema di carico 1

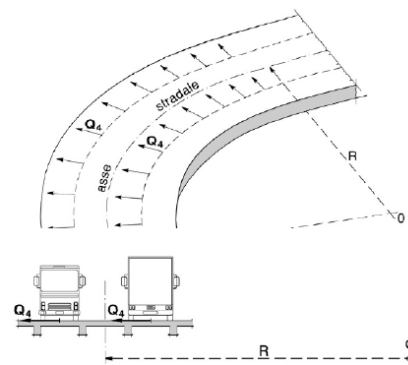


Figura viii: Forza centrifuga

7. Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare alcune combinazioni:

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi sui marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (sch. 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (schema di carico 5)	Frenature q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema 5 con valore di comb. 2.5 kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratter.		
2b	Valore frequente				Valore caratter.	
3 [*]						Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m ²
4 [**]			Schema 5 con valore caract. 5.0 kN/m ²			Schema 5 con valore caratter. 5.0 kN/m ²
5 [***]	da definirsi per progetto	Valore caratter.				

[*] ponti di 3^a categoria

[**] da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

[***] da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Figura viii: Gruppo di azioni

Capitolo 3

SOLETTA

1. Predimensionamento

La soletta è l'elemento orizzontale a forma di lastra (o piastra) che sorregge i carichi verticali derivanti dai pesi propri degli elementi e dai carichi accidentali.

La soletta è realizzata in c.a. tramite l'utilizzo di lastre tralicciate (predalles); queste sono elementi progettati e realizzati con la funzione specifica di cassero a perdere, per cui una volta effettuato il getto di completamento del calcestruzzo esse diventano collaboranti con la struttura stessa. La larghezza delle predalles utilizzate nella progettazione del ponte oggetto di questa relazione saranno di 120 cm.

In una prima analisi è stata utilizzata uno spessore della soletta di 30 cm.

2. Spessore ricoprimento

In accordo con la norma UNI EN 206 sono state individuate le classi di esposizione XC4, XD2, XS1. Considerando che:

- La vita utile di progetto della struttura è di $V_r = 100$ anni
- La classe di resistenza è C40/50
- L'elemento ha forma simile a soletta

La classe strutturale dell'elemento sarà S4 quindi il ricoprimento minimo definito dall'Eurocodice 2 è di 35 mm.

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 4: Classificazione strutturale raccomandata.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 5: Valori del copriferro minimo

Al ricoprimento minimo così ottenuto deve essere aggiunto un margine di sicurezza che può essere assunto pari a 5 mm in quanto si adotteranno sistemi di controllo dello spessore del ricoprimento (distanziatori).

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 + 5 = 40 \text{ mm} \quad (1)$$

Questo ricoprimento minimo verrà utilizzato sia per la realizzazione della soletta gettata in opera che per l'armatura costituente le predalles.

3. Fase di getto

Durante la fase di getto della soletta la predalle ed il traliccio fungono sia da cassaforma che da elemento resistente. Non essendo l'impalcato solidale, lo schema statico rappresentativo della fase di getto è quello di trave appoggiata-appoggiata con carico distribuito.

In fase di esecuzione la combinazione delle azioni è la stessa utilizzata allo SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_2 \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2)$$

3.1. Carico da Neve

Il carico da neve sulla copertura sarà valutato mediante l'espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t \quad (3)$$

dove:

$$\mu_i = \text{coefficiente di forma della copertura} = 0.8 \quad (4)$$

$$C_E = \text{coefficiente di esposizione} = 1 \quad (5)$$

$$C_t = \text{coefficiente termico} = 1 \quad (6)$$

Il valore caratteristico della neve al suolo q_{sk} è fornito nelle norme per un periodo di ritorno di 50 anni. Durante la fase di costruzione le norme (Eurocodice 1 parte 1-3) forniscono un'espressione per il calcolo del q_{sk} in funzione del periodo di ritorno:

$$q_n = q_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} \left[\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0.57722 \right]}{(1 + 2.5923 V)} \right\} \quad (7)$$

dove:

$$V = \text{coefficiente di variazione della serie dei massimi annuali del carico} \quad (8)$$

$$P_n = \text{probabilità annuale di superamento, assunto pari a } 1/n \quad (9)$$

$$n = \text{numero di anni del periodo di ritorno} \quad (10)$$

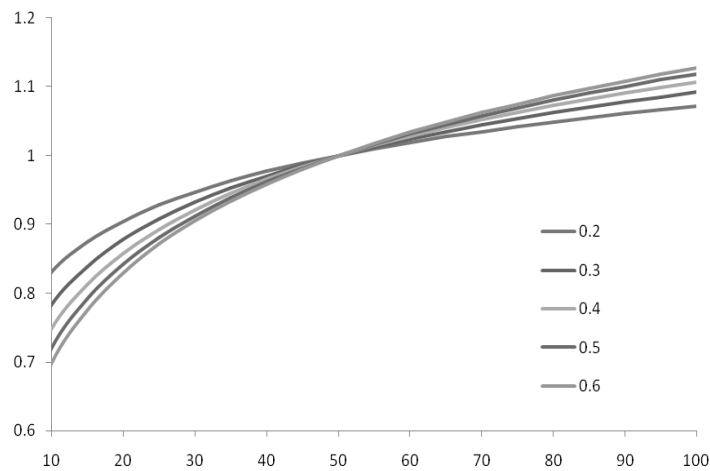


Figura 6: Adattamento del carico da neve al suolo al variare del periodo di ritorno.

Inoltre, la norma suggerisce di utilizzare in fase di esecuzione dell'opera un valore caratteristico pari al 30% del valore caratteristico nella situazione di carico permanente.

3.2. Carichi da costruzione

I carichi da costruzione considerabili sono diversi e dipendono dalla tipologia e dalle fasi di realizzazione dell'opera, per realizzare la soletta si prevede l'utilizzo:

- **Q_{ca} :** Carico variabile costituito dalla manodopera con eventuali attrezzi manuali ed eventuale equipaggiamento, è rappresentato da un carico distribuito pari a $q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2$;
- **Q_{cc} :** Carico variabile non permanente rappresentativo dell'attrezzatura necessaria alla realizzazione dell'opera (cassaforme, macchinari, etc...);
- **Q_{cf} :** Carico di parte della struttura in situazione transitoria (calcestruzzo gettato in opera).

La normativa inoltre fornisce la disposizione di questi carichi per la verifica dell'elemento considerato:

- **Zona 1:** Al di fuori della zona di lavoro si considera il 75% del carico Q_{ca} ;



Figura 7: Distribuzione dei carichi raccomandata durante la fase di getto.

- **Zona 2:** Dentro la zona di lavoro si considera il 10% del peso proprio del calcestruzzo, il quale valore deve essere compreso tra 0.75 kN/m^2 ed 1.5 kN/m^2 , ed il carico Q_{ca} .
- **Zona 3:** Intera area oggetto di studio si considera il peso della cassaforma, il peso dell'attrezzatura Q_{cc} ed il peso del calcestruzzo fresco per lo spessore di progetto Q_{cf} (26 kN/m^3).

3.3. Fase di getto

Tabella 2: Carichi caratteristici fase di getto

Descrizione	Spessore (m)	q_k	γ_{Gi}
Predalle	0.1	2.5 kN/m^2	1.35
Q_{ca}	-	1 kN/m^2	1.5
Q_{cc}	-	0.5 kN/m^2	1.5
Q_{cf}	0.2	5.2 kN/m^2	1.35
Neve	-	0.18 kN/m^2	1.5

I valori mostrati in Tabella 2 rappresentano i carichi caratteristici agenti durante la fase di realizzazione della soletta. Nelle singole zone si considerano i valori di calcolo:

- Zona 1:

$$0.75 \cdot q_{ca} \cdot \gamma_{Qa} = 0.75 \cdot 1 \cdot 1.5 = 1.125 \text{ kN/m}^2 \quad (11)$$

- Zona 2:

$$0.75 \cdot \gamma_G + q_{ca} \cdot \gamma_Q = 0.75 \cdot 1.35 + 1 \cdot 1.5 = 2.513 \text{ kN/m}^2 \quad (12)$$

- Zona 3:

$$q_{cc} \cdot \gamma_Q + (q_{pred} + q_{cf}) \cdot \gamma_G = 0.5 \cdot 1.50 + (2.5 + 5.2) \cdot 1.35 = 11.85 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

- Neve:

$$0.3 \cdot q_{ck} \cdot \gamma_Q \cdot \psi_0 = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 1.5 \cdot 0.8 = 0.215 \text{ kN/m}^2 \quad (14)$$

In fase di calcolo è opportuno riferirsi ad una larghezza di soletta, in direzione longitudinale, pari ad 1.2 m, il che equivale alla grandezza della predalle prefabbricate.

3.4. Progetto corrente superiore del traliccio

Data la distribuzione dei carichi che massimizzi il momento in campata, considerando lo schema di trave appoggiata, è valutato un momento flettente positivo (riferito ad 1.2 m di soletta) $M_{Ed}=26.6 \text{ kNm}$.

Lo sforzo normale agente sul corrente superiore del traliccio è valutato:

$$N_s = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{22.3}{0.17} = 131 \text{ kN} \quad (15)$$

dove z rappresenta il braccio della coppia interna.

Il corrente superiore è soggetto a sforzo normale di compressione e dovrà essere dimensionato in modo che non si instabilizzi durante la fase di getto.

Supponendo di voler utilizzare barre $\Phi 18$ ed essendo il corrente superiore saldato con il traliccio ogni 36 cm, sono determinate le seguenti grandezze:

$$L_0 = 360 \text{ mm} \quad (16)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5153}{360^2} \cdot 10^{-3} = 82.41 \text{ kN} \quad (17)$$

La resistenza all'instabilità dell'asta compressa sarà valutata:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{254.47 \cdot 391.3}{82.41 \cdot 1000}} = 1.179 \quad (18)$$

$$\Phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] = \frac{1}{2} \left[1 + 0.49 (1.18 - 0.2) + 1.18^2 \right] = 1.44 \quad (19)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.435 + \sqrt{1.435^2 - 1.179^2}} = 0.444 \quad (20)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 0.477 \cdot 245.47 \cdot 391.3 \cdot 10^{-3} = 44.21 \text{ kN} \quad (21)$$

Sarà necessario disporre 3Φ18 in 1.2 m di soletta.

3.5. Progetto delle aste di parete del traliccio

Durante la fase di getto le aste del traliccio saranno sottoposte a sforzo normale di compressione indotto dal peso del getto che provoca un taglio all'appoggio. Non conoscendo la dimensione della piattabanda si suppone che la predalle si discosti dall'asse della trave di 25 cm.

Il taglio sollecitante massimo vale $V_{Ed} = 30.4 \text{ kN}$.

La singola barra che costituisce il traliccio si presenta inclinata sia lungo il piano trasversale che lungo il piano longitudinale. Lungo il piano trasversale presenta un angolo $\alpha = 45^\circ$, lungo il piano longitudinale l'inclinazione è valutata in funzione dei correnti inferiori e superiore, indicando con β l'angolo che la barra del traliccio forma con la verticale:

$$\beta = \arctan \frac{10 - 1.8 - 1.2 - 2}{2 \cdot 17} = 8 \text{ gradi} \quad (22)$$

Lo sforzo normale di compressione varrà:

$$N_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{\sin \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{30.4}{\sin 45 \cdot \cos 8} = 43.4 \text{ kN} \quad (23)$$

Supponendo di utilizzare barre Φ10 verrà verificato il traliccio a compressione ed all'instabilità. La lunghezza libera d'inflessione dell'asta, considerata incernierata in corrispondenza dei correnti, è funzione degli angoli α e β :

$$L_0 = \frac{h}{\sin \alpha \cdot \cos \beta} = \frac{180}{\sin 45 \cdot \cos 8} = 257.3 \text{ mm} \quad (24)$$

La resistenza all'instabilità della singola barra vale:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 10.2 \text{ kN} \quad (25)$$

Avendo disposto 3 tralicci in una predalle di larghezza 1.2 m, sarà necessario disporre 6 barre Φ10 affinché la verifica sia soddisfatta.

4. Linee di influenza

Le linee di influenza permettono di studiare gli effetti nelle strutture al viaggiare dei carichi. Sono rappresentate da diagrammi, le cui ordinate forniscono il valore della sollecitazione cercata in una data sezione, al variare della posizione dell'ente sollecitante la struttura. Questi diagrammi vengono determinati per ricercare il valore del momento flettente e del taglio massimo e minimo in alcune sezioni salienti della soletta, soggetta ad un carico concentrato viaggiante unitario. I valori del momento e del taglio dovuto a tutti i carichi agenti sono dati, sulla base del principio di sovrapposizione degli effetti (teoria lineare), dalla somma dei prodotti dei carichi per le ordinate (se concentrati) o per l'integrale (se distribuiti) corrispondenti della linea di influenza. Le linee di influenza sono state tracciate grazie al programma Ftool.

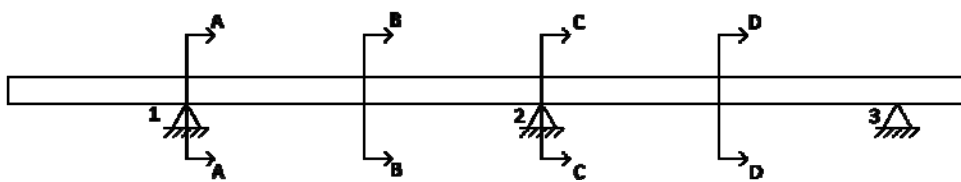


Figura 8: Sezioni significative analizzate

Essendo l'impalcato simmetrico le sezioni significative analizzate saranno le due sezioni in campata in corrispondenza degli appoggi 1 e 2, e le due sezioni in mezzeria tra gli appoggi 1-2 e 2-3, come mostrato in figura 7.

Vengono riportate le linee di influenza del momento:



Figura 9: Linea di influenza sezione AA

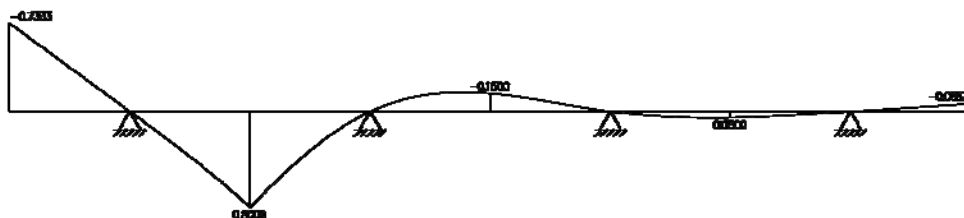


Figura 10: Linea di influenza sezione BB

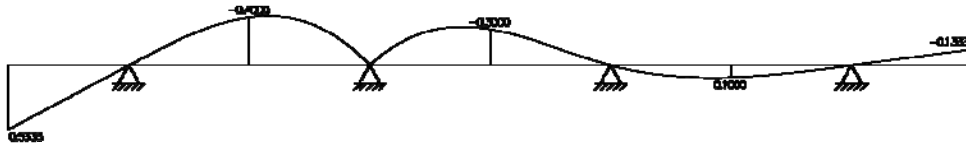


Figura 11: Linea di influenza sezione CC

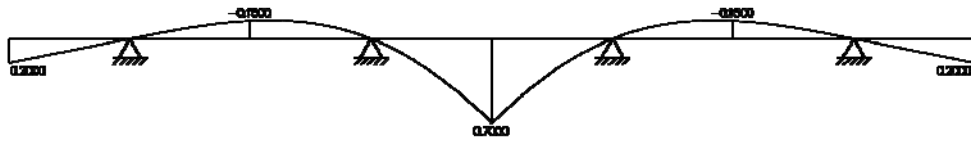


Figura 12: Linea di influenza sezione DD

Vengono riportate le linee di influenza del taglio:



Figura 13: Linea di influenza sezione AA



Figura 14: Linea di influenza sezione BB

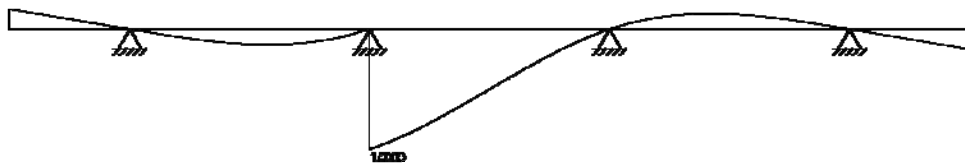


Figura 15: Linea di influenza sezione CC

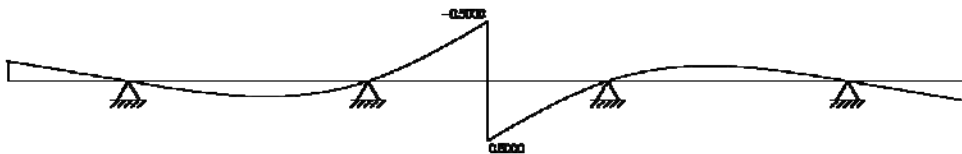


Figura 16: Linea di influenza sezione DD

5. Diffusione dei carichi concentrati

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45° , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante. Per tener conto dell'effetto lastra, si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza pari alla metà dell'interasse fra gli appoggi.

5.1. Impronta schema di carico 1

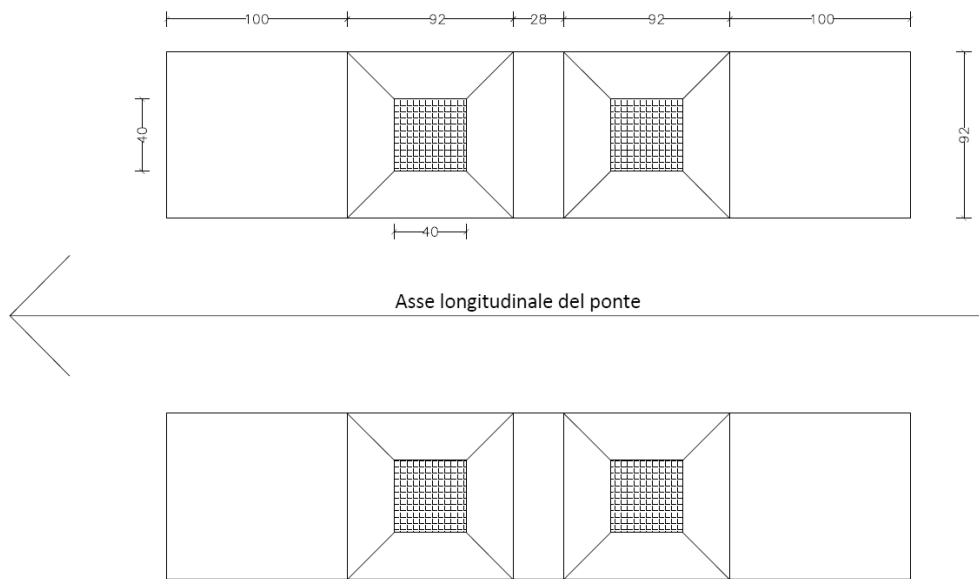


Figura 17: Impronta di carico 1

Il piano medio della soletta si trova ad una profondità rispetto al piano di applicazione del carico pari ad $a + h/2$ dove a è lo spessore della pavimentazione ed h è lo spessore della soletta. L'impronta di carico avrà un'ampiezza di:

$$l = 2a + h + b = 2 \cdot 11 + 30 + 40 = 92 \text{ cm} \quad (26)$$

L'interasse λ tra le travi è di 4 m, quindi l'impronta di carico sarà ampliata di una larghezza pari a $\lambda/2 = 2$ m come indicato in figura 12.

Il carico agente ripartito su una impronta di larghezza 4.12 m sarà:

$$q_{1d} = \frac{Q_k}{A} \cdot \gamma_{q1} = \frac{300}{0.92 \cdot 4.12} \cdot 1.35 = 106.85 \text{ kN/m}^2 \quad (27)$$

Il carico agente ripartito su una impronta di larghezza 2.87 m sarà:

$$q_{ld} = \frac{Q_{lk}}{A} \cdot \gamma_{q1} = \frac{200}{1.12 \cdot 2.87} \cdot 1.35 = 84 \text{ kN/m}^2 \quad (33)$$

Essendo il carico dato dall'impronta dello schema di carico 2 minore confrontato con quello ricavato dall'impronta dello schema di carico 1, la progettazione e la verifica della soletta sarà effettuata considerando quest'ultimo come schema di carico più gravoso.

6. SLU Carichi permanenti

Tabella 3: Pesi propri elementi strutturali e carichi non strutturali

Descrizione	Materiale	Peso per unità di volume	Spessore (m)	γ_{Gi}	Peso per unità di lunghezza
Soletta	calcestruzzo	25 kN/m ³	0.3	1.35	10.125 kN/m
Binder	ciottoli + bitume	24 kN/m ³	0.06	1.5	2.16 kN/m
Asfalto	asfalto	13 kN/m ³	0.05	1.5	0.975 kN/m
Marcia piede	calcestruzzo	25 kN/m ³	0.1	1.5	3.75 kN/m
Ringhiera	ringhiera	1 kN/m	-	1.5	1.5 kN/m
G-R	G-R	1 kN/m	-	1.5	1.5 kN/m
Veletta	calcestruzzo	1 kN/m	-	1.5	1.5 kN/m

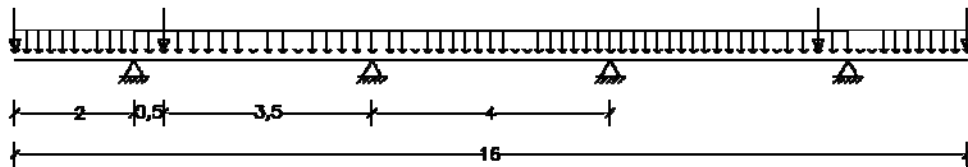


Figura 19: Disposizione dei carichi

7. Calcolo delle sollecitazioni

$$\gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{g2} \cdot G_{k2} + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + \dots \quad (34)$$

I diagrammi del momento e del taglio mostrati nelle figure che seguiranno si riferiscono ai valori di calcolo dei soli carichi variabili da traffico ($\gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$).

7.1. Sezione AA



Figura 20: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione AA

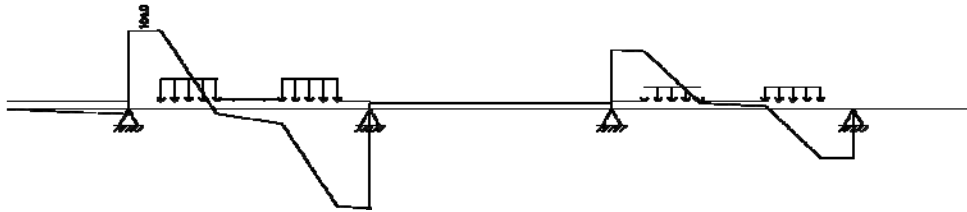


Figura 21: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione AA

7.2. Sezione BB

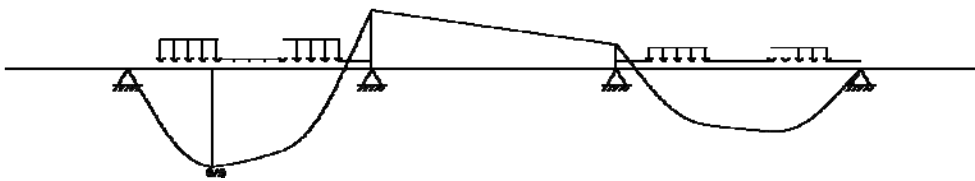


Figura 22: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione BB

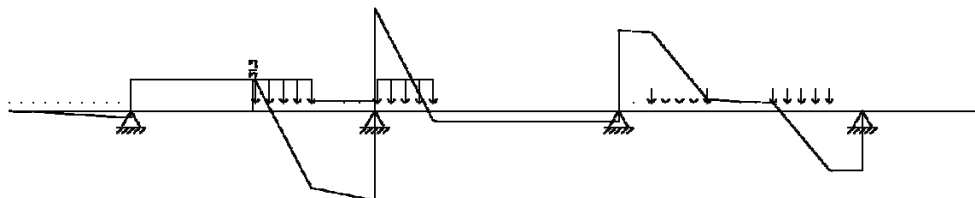


Figura 23: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione BB

7.3. Sezione CC

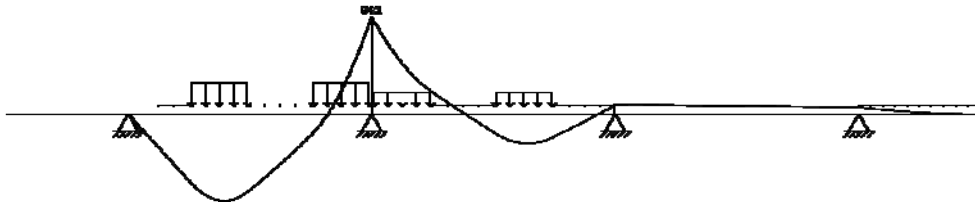


Figura 24: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione CC

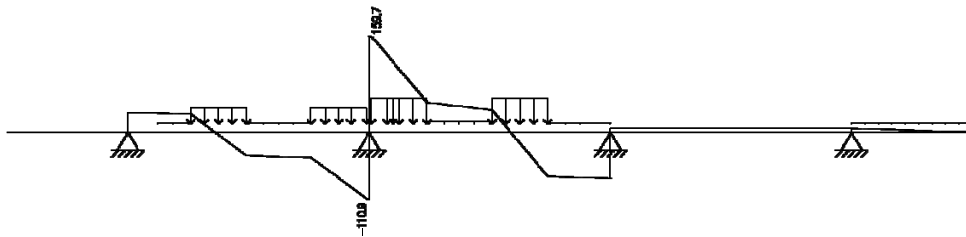


Figura 25: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione CC

7.4. Sezione DD

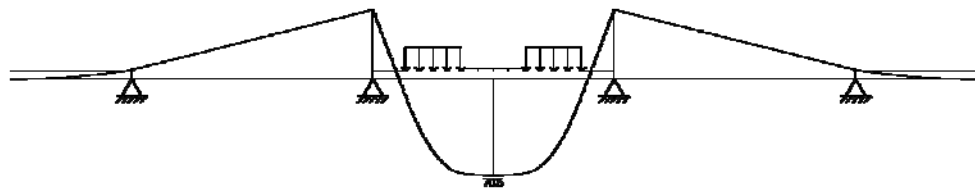


Figura 26: Diagramma del momento, massima sollecitazione sezione DD

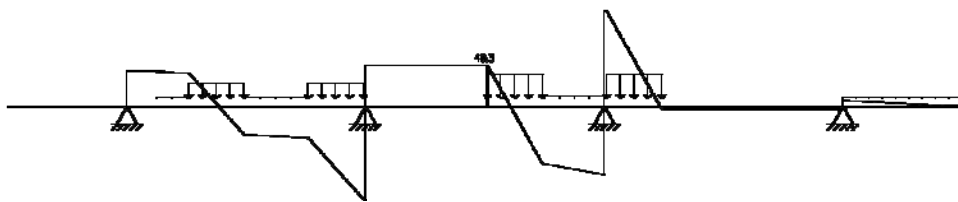


Figura 27: Diagramma del taglio, massima sollecitazione sezione DD

7.5. Sollecitazioni M massime ottenute

Tabella 4: Momento massimo nelle sezioni significative

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-33.8	5.1	-15.8	12.1
M_Q (kNm)	-13.5	98.2	-94.2	70.5
$M = M_G + M_Q$ (kNm)	-47.3	103.3	-110	82.6

8. Calcolo armatura A'_s della soletta

Considerando 1 metro di soletta il massimo momento sollecitante l'armatura superiore in corrispondenza dell'appoggio è di 110 kNm.

Considerando che il ricoprimento minimo da garantire è di 4 cm e volendo utilizzare barre $\Phi 18$ di diametro si avrà:

$$c = r + \frac{\Phi_{18}}{2} = 40 + \frac{18}{2} \cong 50 \text{ mm} \Rightarrow d = h - c = 30 - 5 = 25 \text{ cm} \quad (35)$$

$$A'_s = \frac{|M_{Ed}|}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{110}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 25} = 1249.4 \text{ mm}^2 \quad (36)$$

Si disporranno barre $\Phi 18/20$ per un'area totale di armatura al metro di:

$$A'_s = A_s \cdot n = \left(\frac{18^2 \pi}{4} \right) \cdot 5 = 1272.35 \text{ mm}^2 \quad (37)$$

9. Calcolo armatura A_s della soletta

Considerando 1 metro di soletta il massimo momento sollecitante l'armatura superiore in corrispondenza della sezione BB è di 103.3 kNm.

La resistenza a flessione della sezione dipenderà dall'armatura costituente la predalle. Queste avranno uno spessore di 10 cm e saranno armate con ferri $\Phi 12$, il cui numero verrà determinato in seguito in merito alla verifica a fessurazione della sezione, in modo da garantire il ricoprimento minimo di 4 cm.

Si rimanda il calcolo e la verifica della sezione a momento flettente positivo a successive analisi. L'armatura longitudinale delle predalles sarà progettata e verificata allo SLE a fessurazione.

10. Sollecitazioni V massime

Tabella 5: Taglio massimo nelle sezioni significative

Sezione	AA	BB	CC	DD
V_G (kN)	32.6	4.6	26.5	4.6
V_Q (kN)	104	32.4	159.7	42.3
$V = V_G + V_Q$ (kN)	136.6	37	186.2	46.9

Tuttavia, i valori del taglio mostrati in Tabella 4 sono considerati ad asse trave, in realtà le tensioni si trasmettono all'elemento trave a partire dalla piattabanda superiore della trave stessa, quindi è possibile ridurre i valori del taglio massimo supponendo una larghezza ipotetica della piattabanda.

E' possibile inoltre tener conto dell'effetto arco per la trasmissione delle tensioni alla piattabanda.

Data la difficoltà nel definire questo scostamento lo si assume pari a 40 cm andando a vantaggio di sicurezza; il taglio determinato agli appoggi sarà:

Tabella 6: Taglio massimo considerato a filo piattabanda

Sezione	AA	BB	CC	DD
V_G (kN)	32.6	4.6	21	4.6
V_Q (kN)	104	32.4	116.3	42.3
$V = V_G + V_Q$ (kN)	136.6	37	137.3	46.9

10.1. Verifica a taglio della sezione senza armature trasversali resistenti a taglio

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza a taglio si valuta:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w d \geq (v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (38)$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{250}} = 1.894 \leq 2 \quad (39)$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[2]{1.894^3} \cdot \sqrt{40} = 0.577 \quad (40)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1272.35}{1000 \cdot 250} = 0.00509 \quad (41)$$

$$\sigma_{cp} = 0 \quad (42)$$

$$\gamma_c = 1.5 \quad (43)$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot 1.894 \cdot \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot 0.00509 \cdot 40)}}{1.5} \right\} \cdot 1000 \cdot 25 \cdot 10^{-2} = 155.18 \text{ kN} \quad (44)$$

$$V_{Rd} = 0.577 \cdot 1000 \cdot 25 \cdot 10^{-2} = 144.3 \text{ kN} \quad (45)$$

La sezione, senza specifica armatura disposta a taglio, risulta verificata a taglio.

E' necessario tuttavia effettuare un'ulteriore considerazione; nel calcolo non si è tenuto conto dell'eventuale armatura integrativa disposta in senso trasversale (con altezza utile d minore) che per effetto spinotto aumenta la resistenza a taglio della sezione.

11. Verifica allo SLE

Allo SLE la soletta dovrà essere verificata alla combinazione di carico frequente:

$$G_{k1} + G_{k2} + \psi_1 \cdot Q_{k1} + \psi_2 \cdot Q_{k2} + \dots \quad (46)$$

Si opererà per la progettazione e verifica dell'elemento in c.a. per evitare l'apertura eccessiva delle fessure nel calcestruzzo, che può influire negativamente sia sulla durabilità dell'opera che sull'aspetto.

La struttura è soggetta a classi di esposizione che determinano condizioni ambientali "molto aggressive"; il valore limite di apertura della fessura è pari al valore nominale $w_1 = 0.2 \text{ mm}$.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione sarà condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella

sezione parzializzata, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura. Si farà riferimento alle tabelle C4.1.II e C4.1.III delle NTC08.

11.1. Carichi permanenti

Tabella 7: Carichi permanenti SLE

Descrizione	Materiale	Peso per unità di volume	Spessore (m)	γ_{Gi}	Peso per unità di lunghezza
Soletta	calcestruzzo	25 kN/m ³	0.3	1	7.5 kN/m
Binder	ciottoli + bitume	24 kN/m ³	0.06	1	1.44 kN/m
Asfalto	asfalto	13 kN/m ³	0.05	1	0.65 kN/m
Marcia piede	calcestruzzo	25 kN/m ³	0.1	1	2.5 kN/m
Ringhera	ringhiera	1 kN/m	\	1	1 kN/m
G-R	G-R	1 kN/m	\	1	1 kN/m
Veletta	calcestruzzo	1 kN/m	\	1	1 kN/m

11.2. Carichi variabili da traffico

Tabella 8: Carichi variabili da traffico SLE

Schema di carico 1	Carico distribuito	Carico concentrato	ψ_1	Carico distribuito (calcolo)	Carico concentrato (calcolo)
Corsia 1	9 kN/m ²	300 kN	0.75	6.75 kN/m	59.36 kN/m
Corsia 2	2.5 kN/m ²	200 kN	0.75	1.88 kN/m	39.57 kN/m
Zona rimanente	2.5 kN/m ²	-	0.75	1.88 kN/m	-

11.3. Sollecitazione M massime ottenute

Tabella 9: Momento massimo nelle sezioni significative SLE

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-24	3.2	-11.4	8.6
M_Q (kNm)	-7.5	54.5	-53.1	38.8
M = M_G + M_Q (kNm)	-31.5	57.7	-64.5	47.4

Tuttavia, i valori del momento mostrati in Tabella 9 sono considerati ad asse trave, in realtà le considerazioni andrebbero effettuate in asse con la piattabanda superiore della trave stessa, quindi è possibile ridurre i

valori del momento massimo supponendo una larghezza ipotetica della piattabanda. Inoltre i valori del carico permanenti sono decurtati del peso della soletta in quanto questo è stato considerato durante la fase di getto.

Tabella 10: Momento massimo nelle sezione significative SLE prese a filo con la piattabanda superiore

Sezione	AA	BB	CC	DD
M_G (kNm)	-5	0.7	-2.4	1.7
M_Q (kNm)	-7.5	54.5	-49.2	38.8
$M = M_G + M_Q$ (kNm)	-12.5	55.2	-41.3	40.5

11.4. Verifica armatura A'_s

Superiormente sono state disposte barre $\Phi 18/20$ per metro di soletta per un'area complessiva $A'_s = 1272.35 \text{ mm}^2$.

Allo SLE la tensione nell'armatura sarà pari:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{0.9 \cdot d \cdot A'_s} = \frac{41.3}{0.9 \cdot 25 \cdot 1272.35} \cdot 10^{-5} = 144.27 \text{ N/mm}^2 \quad (47)$$

Secondo la tabella C4.1.II la verifica risulta soddisfatta essendo consentita per una tensione dell'acciaio $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ un diametro massimo delle barre di 25 mm.

11.5. Verifica armatura A_s

Sottoposto a momento flettente positivo l'elemento in calcestruzzo sottoposto a fessurazione è la predalle. Pertanto la verifica dovrà essere condotta sull'armatura longitudinale costituente la predalle. Al paragrafo 9. si sono posti come correnti inferiori del traliccio barre $\Phi 12$.

In questo paragrafo quindi verrà progettata l'armatura della predalle tale da impedire la fessurazione del calcestruzzo.

La tensione nell'armatura sarà somma di due contributi: σ_1 che è la tensione dell'acciaio durante la fase di getto ed σ_2 che è la tensione dell'acciaio quando la soletta è tutta collaborante.

Durante la fase di esecuzione dell'opera la predalle funge da unico elemento resistente e da cassaforma. Non essendo l'impalcato solidale, lo schema statico rappresentativo della fase di getto è quello di trave appoggiata-appoggiata con carico distribuito.

In fase di esecuzione la combinazione delle azioni utilizzata è la combinazione caratteristica frequente.

Si considera come carico agente il peso proprio della predalle ed il peso del getto di calcestruzzo (Tabella 2).

Lo studio verrà condotto sulla predalle di estremità che poggia sulla trave 1 e 2, il quale schema statico rappresentativo è quello di trave appoggiata-appoggiata con sbalzo, e quello sulla predalle centrale che poggia sulla trave 2 e 3, il quale schema statico rappresentativo è quello di trave appoggiata-appoggiata.

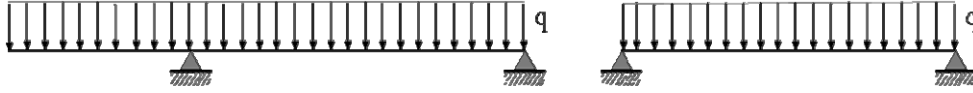


Figura 28: Schemi statici predalles a:estremità; b:mezzzeria

- In estremità il momento flettente massimo positivo è valutato:

$$M_{Ed(BB)} = \frac{ql^2_{campata}}{8} - \frac{ql^2_{sbalzo}}{2} = \frac{7.7 \cdot 3.5^2}{8} - \frac{7.7 \cdot 2^2}{2} = -3.61 \text{ kNm} \quad (48)$$

Per una tensione pari ad:

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed(BB)}}{z \cdot A_s} = \frac{-3.61}{16 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = -19.95 \text{ N/mm}^2 \quad (49)$$

Con z braccio della coppia interna determinata come distanza tra i correnti in quanto il calcestruzzo non risulta reagente a trazione.

La tensione indotta dai carichi da traffico più i pesi propri degli elementi non strutturali vale:

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed(BB)}}{0.9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{55.2}{0.9 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 216.91 \text{ N/mm}^2 \quad (50)$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 216.91 - 19.95 = 194.23 \text{ N/mm}^2 \quad (51)$$

- In campata il momento flettente massimo positivo è valutato:

$$M_{Ed(DD)} = \frac{ql^2_{campata}}{8} = \frac{7.7 \cdot 3.5^2}{8} = 11.79 \text{ kNm} \quad (52)$$

Per una tensione pari ad:

$$\sigma_1 = \frac{M_{Ed(DD)}}{z \cdot A_s} = \frac{11.79}{16 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 57.92 \text{ N/mm}^2 \quad (53)$$

La tensione indotta dai carichi da traffico più i pesi propri degli elementi non strutturali vale:

$$\sigma_2 = \frac{M_{Ed(DD)}}{0.9 \cdot d \cdot A_s} = \frac{40.5}{0.9 \cdot 25 \cdot 10 \cdot 113.1} \cdot 10^{-5} = 159.15 \text{ N/mm}^2 \quad (54)$$

$$\sigma_1 + \sigma_2 = 159.15 + 57.92 = 217.07 \text{ N/mm}^2 \quad (55)$$

Si considera la tensione in campata DD in quanto più penalizzante.

Si suppone di disporre in 1 m di soletta $\Phi 12/10$, secondo la tabella C4.1.II risulta per una tensione dell'acciaio $\sigma_s=217.07 \text{ MPa}$

$$s_{\max} = 150 + (150 - 100) \frac{217.07 - 200}{240 - 200} = 128.66 \text{ mm} \quad (56)$$

La verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

12. Calcolo M_{Rds} soletta

Come già calcolato al paragrafo 8 l'armatura della predalles, essendo snervata, offre un contributo significativo per il calcolo del momento flettente resistente positivo. Il M_{Rds} sarà calcolato:

$$M_{Rds} = M_{Rds(\text{pre})} + M_{Rds(A_s)} > M_{Ed} \quad (57)$$

$$M_{Rds(\text{pre})} = A_s \cdot 0.9 \cdot d_{\text{pre}} \cdot f_{yd} = 1131 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 391.3 \cdot 10^{-5} = 99.57 \text{ kNm} \quad (58)$$

Dato che il $M_{Rds(\text{pre})} < M_{Ed}$ sarà necessario porre dell'armatura integrativa al di sopra della predalle. Si suppone di disporre barre $\Phi 16$ caratterizzate da un'altezza utile minore, valutata:

$$c_{\min,b} = \text{diametro delle barre} = 16 \text{ mm} \quad (59)$$

$$c_{\text{nom}} = c_{\min,b} + \Delta c_{\text{dev}} = 16 + 5 = 21 \text{ mm} \quad (60)$$

$$d = h_{\text{soletta}} - h_{\text{predalles}} - \frac{\phi}{2} - c_{\text{nom}} = 300 - 100 - \frac{16}{2} - 21 = 17.1 \text{ cm} \quad (61)$$

Data un'altezza utile $d=17 \text{ cm}$ l'area di armatura integrativa da disporre sarà pari:

$$A_s = \frac{\Delta M}{f_{yd} \cdot 0.9d} = \frac{103.3 - 99.57}{391.3 \cdot 0.9 \cdot 17} \cdot 10^5 = 62.3 \text{ mm}^2 \quad (62)$$

Saranno disposte barre $\Phi 12/20$ per un'area totale di $A_s=565.49 \text{ mm}^2$.

Il momento flettente resistente sarà valutato:

$$M_{Rds(A_s)} = A_s \cdot 0.9 \cdot d_{A_s} \cdot f_{yd} = 565.49 \cdot 0.9 \cdot 17 \cdot 391.3 \cdot 10^{-5} = 33.86 \text{ kNm} \quad (63)$$

$$M_{Rds} = 99.57 + 33.86 = 133.43 \text{ kNm} > 103.3 \text{ kNm} \quad (64)$$

13. Verifica globale della sezione

Avendo definito tutta l'armatura costituente la soletta è stata inserita la sezione, considerando sempre 1 metro di soletta, all'interno del programma EC2 per verificare la corretta progettazione delle armature.

13.1. Momento flettente positivo

Considerando l'armatura A'_s $\Phi 18/20$, i correnti superiori $\Phi 18$ e l'armatura integrativa $\Phi 12/20$, nella valutazione del momento flettente positivo tutte queste quantità offrono un contributo per la determinazione dell' M'_{Rds} .

Si considererà nella trattazione un'armatura $A'_s = \Phi 16/20$ per un momento $M'_{Rds} = 154.2 \text{ kNm}$ e per un $V_{Rds} = 177.81 \text{ kN}$.

14. Armatura longitudinale

Trasversalmente si dispone generalmente un'armatura pari al 25% dell'armatura longitudinale:

$$A_t = A'_s \cdot 25\% = 1570.8 \cdot 0.25 = 392.7 \text{ mm}^2 \quad (65)$$

Si andranno a disporre barre $\Phi 12/20$ per un'area complessiva di 565.49 mm^2 al metro longitudinalmente sia in corrispondenza dell'armatura A'_s sia dell'armatura integrativa

In conclusione è mostrata in figura la sezione tipo della soletta.

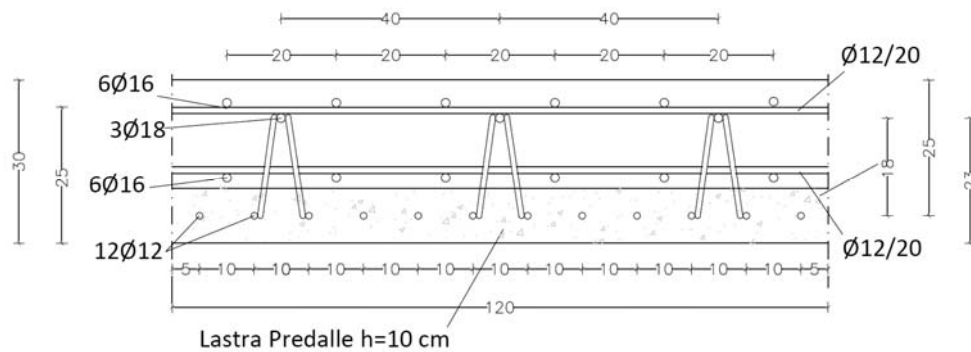


Figura 29: Sezione soletta

15. Verifica a punzonamento

Si parla di punzonamento quando una forza concentrata agisce su una superficie non troppa estesa di un elemento bidimensionale (piastra).

In assenza di una specifica armatura a punzonamento, la resistenza della sezione critica è valutata con una espressione che coincide sostanzialmente con quella utilizzata per il taglio, a parte il riferimento a tensioni anziché forze:

$$v_{Rd} = 0.18 \cdot k \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})}}{\gamma_c} + 0.10 \sigma_{cp} \geq 0.035 \sqrt{k^3 f_{ck}} + 0.10 \sigma_{cp} \quad (66)$$

Inoltre nel caso di armature longitudinali differenti nelle due direzioni la percentuale geometrica deve essere prima calcolata separatamente nelle due direzioni ricavando infine la media geometrica:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \quad (67)$$

Si è supposta la diffusione delle tensioni fino al piano medio della soletta e l'armatura considerata ai fini del calcolo sarà l'armatura integrativa con la relativa armatura longitudinale posta al di sopra della predalle.

Lo schema di carico che provoca la massima tensione è lo schema di carico 1, in particolare la tensione provocata dalla singolo carico in tandem di 300 kN, la tensione sino al piano medio della soletta vale:

$$\begin{aligned}
 v_{Ed} &= \left(\frac{Q_k}{4(2a+h+b)0.207} + q_{1k} \right) \cdot \gamma_{Q1} = \\
 &= \left(\frac{300}{4(2 \cdot 0.11 + 0.30 + 0.40)0.207} + 9 \right) 1.35 \cdot 10^{-3} = 0.54 \text{ MPa}
 \end{aligned} \tag{68}$$

Per il calcolo della tensione resistente:

$$k = \min \left(2 ; 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) = \left(2 ; 1 + \sqrt{\frac{200}{207}} \right) = 1.97 \tag{69}$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[2]{1.97^3} \cdot \sqrt{40} = 0.612 \text{ MPa} \tag{70}$$

$$\rho_{l,x} = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1.13}{20 \cdot 16.4} = 0.00345 \tag{71}$$

$$\rho_{l,y} = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} = \frac{1.13}{20 \cdot 25} = 0.00226$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.00279 \tag{72}$$

$$\gamma_c = 1.5 \tag{73}$$

$$v_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot 1.97 \cdot \frac{\sqrt[3]{(100 \cdot 0.00279 \cdot 40)}}{1.5} \right\} = 0.53 \text{ MPa} \tag{74}$$

$$v_{\min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot \sqrt[2]{1.97^3} \cdot \sqrt{40} = 0.612 \text{ MPa} \tag{75}$$

La verifica a punzonamento risulta soddisfatta.