

**SERVIZIO SANITARIO NAZIONALE
REGIONE EMILIA ROMAGNA U.S.L. n. 27 BOLOGNA OVEST**

**PRIMO STRALCIO FUNZIONALE : RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO
DELL' OSPEDALE MAGGIORE "C.A. PIZZARDI"**

**EDIFICIO A : PROGETTO DEI NUOVI MAGAZZINI GENERALI, UFFICI
TECNICI, LOCALI DI "BOLOGNA SOCCORSO", OFFICINE - LABORATORI,
AUTORIMESSA.**

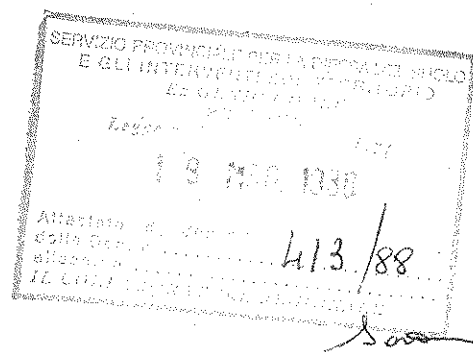
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Progetto delle strutture:

Prof. Ing. Claudio Ceccoli

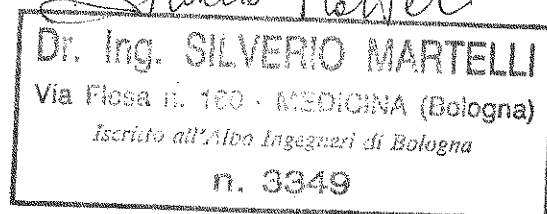
Dott. Ing. Daniele Biondi

Dott. Ing. Giorgio Serafini



Coop. EDILTER soc. coop. a.r.l.
IL VICE PRESIDENTE
(Alfredo Sassatelli)

Bologna, dicembre 1986



1. Premessa

Nella presente Relazione tecnica illustrativa vengono riportati i criteri secondo i quali sono state progettate le strutture del fabbricato in esame, i calcoli condotti per il dimensionamento delle stesse e le indicazioni sulle modalità per la realizzazione di tutti gli elementi strutturali fondamentali.

Il fabbricato A, oggetto della presente Relazione verrà costruito nella zona antistante l'attuale ingresso dell'Ospedale Maggiore ed in particolare nella regione attualmente compresa fra il grande parcheggio esterno e l'Ospedale vero e proprio.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio appare composto da 4 corpi di fabbrica, separati fra di loro da giunti realizzati prevedendo il completo raddoppio delle strutture in elevazione; esso presenta un piano terreno ed una copertura. La quota di estradosso finito del piano terreno è 42.10 m s.l.m., quella dell'estradosso della copertura è 47.40 m s.l.m.; si osserva quindi che il piano terra si trova a circa 3.65 m al di sotto dell'attuale quota del parcheggio esterno e 0.80 m al di sotto della quota del piano di campagna; l'estradosso dell'impalcato di copertura è a circa 1.60 m al di sopra della quota del piano parcheggi.

La superficie coperta complessiva è circa pari a 4400 m², compresa quella corrispondente ai ponti di collegamento fra il piano parcheggi e l'Ospedale, dei quali si prevede la conservazione.

2. Concezione strutturale e sistema costruttivo

Le strutture del fabbricato in oggetto sono costituite da telai in conglomerato cementizio armato orditi nel senso trasversale rispetto al fabbricato e solai orditi nella direzione longitudinale; le fondazioni sono in generale costituite da plinti isolati, dimensionati sulla base dei valori delle azioni ad essi trasmesse dai pilastri.

Fondazioni, pilastri e travi sono interamente gettati in opera, i solai vengono realizzati attraverso l'impiego di "predalles" in c.a. autoportanti interamente gettate in stabilimento di prefabbricazione; i getti di completamento in cantiere vengono limitati ai "canali" fra un pannello di solaio e l'altro, destinati ad ospitare le armature aggiuntive di estradosso collocate in corrispondenza degli appoggi.

Le dimensioni in pianta dei plinti sono variabili da 1.80 x 1.80 m² a 2.50 x 2.50 m². I pilastri di bordo (cioè disposti lungo i due lati longitudinali del fabbricato) hanno dimensione 1.00 x 0.40 m², quelli interni 0.50 x 0.40 m², le travi hanno sezione di 0.40 x 1.04 m² ed infine l'altezza del solaio è pari a 0.24 m.

Alcune osservazioni particolari vanno fatte per quanto attiene la zona "carico e scarico".

Attesa la particolare necessità di disporre di una vasta area libera, la copertura viene realizzata con un solaio a lastra a nervature incrociate di superficie circa pari a 25 x 25 m². Tale solaio appoggia lungo il contorno su travi perimetrali le quali, a loro volta, trasmettono il carico ai pilastri.

In questo caso, le fondazioni sono costituite da due plinti isolati aventi area di impronta di 5.00 x 5.00 m² e da due travi continue disposte l'una sul lato Ospedale e l'altra sul lato parcheggio.

E' appena il caso di segnalare che l'intera struttura descritta è gettata in opera.

3. Caratteristiche dei materiali

Per la realizzazione delle strutture in oggetto si prescrive la adozione dei seguenti materiali:

- | | |
|--|--------------------------------|
| - calcestruzzo gettato in opera per fondazioni: | $R_{bk} > 25 \text{ N/mm}^2$, |
| - calcestruzzo gettato in opera per strutture in elevazione: | $R_{bk} > 35 \text{ N/mm}^2$, |
| - calcestruzzo per solai prefabbricati: | $R_{bk} > 40 \text{ N/mm}^2$, |
| - calcestruzzo per getto di completamento dei solai: | $R_{bk} > 35 \text{ N/mm}^2$, |
| - acciaio in barre per conglomerato: | Fe B 44 k, |

- acciaio in barre per reti elettrosaldate: $f_{yk} > 390 \text{ N/mm}^2$, $f_{tk} > 440 \text{ N/mm}^2$,
- acciaio per opere accessorie di carpenteria metallica: Fe 37 B.

Per quanto attiene i riferimenti normativi si veda il paragrafo relativo, ulteriori indicazioni di dettaglio sono riportate sui disegni esecutivi allegati alla presente relazione.

4. Analisi dei carichi verticali

I calcoli che seguono vengono condotti con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

- | | |
|--|--------------------------|
| - peso proprio del solaio: | 3.00 KN/m ² , |
| - peso proprio delle travi: | 1.50 KN/m ² , |
| - terreno (0.10 m): | 2.00 KN/m ² , |
| - leca sciolta (0.25m): | 0.30 KN/m ² , |
| - impermeabilizzazione e coibente: | 0.10 KN/m ² , |
| - foamcem: | 0.40 KN/m ² , |
| - totale pesi propri e sovraccarichi permanenti: | 7.30 KN/m ² , |
| - sovraccarichi accidentali (neve): | 1.20 KN/m ² , |
| - totale pesi propri, sovraccarichi permanenti ed accidentali: | 8.50 KN/m ² . |

5. Valutazione delle conseguenze delle azioni orizzontali

Per la valutazione delle conseguenze delle azioni orizzontali, si fa riferimento al telaio "tipico" rappresentato nella seguente fig1.

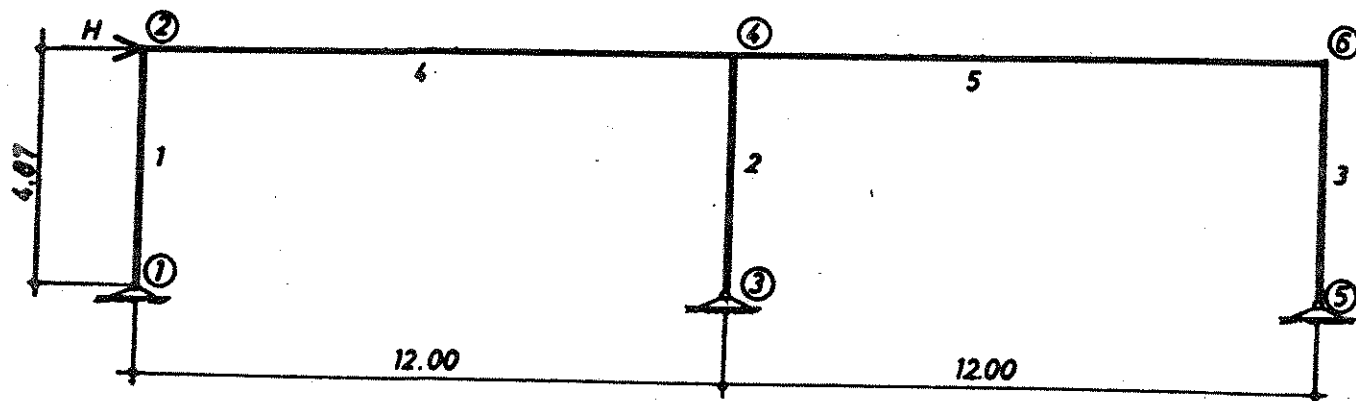


Fig. 1: Modello numerico per la valutazione delle conseguenze delle azioni orizzontali

Le azioni orizzontali di progetto vengono individuate come somma di due contributi:

- I contributo: un'azione orizzontale pari ad $1/100$ dei carichi verticali applicata in corrispondenza dell'impalcato di copertura
- II contributo: azione del vento pari complessivamente a 0.60 KN/m^2 .

L'azione orizzontale complessiva da applicare in corrispondenza dell'impalcato di copertura vale:

$$H = 0.5340 \times 24 + 0.60 \times 5.50 \times 6.00 = 32.61 \text{ KN.}$$

I valori dei momenti di inerzia dei pilastri sono :

$$\begin{aligned} J_1 &= J_3 = 3333 \times 10^4 \text{ mm}^4, \\ J_2 &= 417 \times 10^4 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

Quindi :

$$\begin{aligned} J_{\text{tot}} &= 7083 \times 10^4 \text{ mm}^4, \\ T_1 &= 15.34 \text{ KN}, \\ T_2 &= 2.53 \text{ KN}, \\ T_3 &= 15.34 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Il momento indotto dalle azioni orizzontali sulla testa dei pilastri di bordo vale:

$$M_1 = M_3 = 15.34 \times 4.87 = 75.00 \text{ KNm};$$

di tale valore si terrà conto nella esecuzione delle verifiche di resistenza riportate nel seguito.

Per la verifica nella direzione longitudinale, si considera l'azione del vento agente sulla testata del fabbricato :

$$N_v = 0.60 \times 24.00 \times 5.50 = 79.20 \text{ KN.}$$

L'azione orizzontale che impegna ogni telaio è pari a :

$$N_{\text{tot}} = 79.20/8 + 0.5340 \times 24.00 = 22.71 \text{ KN},$$

il momento flettente al piede dei pilastri (attorno all'asse debole) vale :

$$M = 22.71 \times 4.87 = 111 \text{ KNm.}$$

I momenti di inerzia dei pilastri di bordo e di quello centrale rispetto all'asse debole valgono, rispettivamente:

$$\begin{aligned} J_1 &= J_3 = 0.0053 \text{ m}^4, \\ J_2 &= 0.0025 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

Il momento flettente assorbito da ognuno dei pilastri di bordo vale:

$$M = 111 \times 0.0053 / (0.0053 \times 2 + 0.0026) = 45 \text{ KNm.}$$

Si conduce la verifica di resistenza a pressoflessione per il pilastro di bordo con riferimento al valore del momento flettente appena valutato e dello sforzo normale $N = 296 \text{ KN}$; la verifica a pressoflessione porge:

$$\sigma_c = 3.0 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 32 \text{ N/mm}^2.$$

6. Dimensionamento delle armature per i telai tipici dei magazzini

6.1 Telaio di tipo 1

Le caratteristiche geometriche del telaio in oggetto ed il modello numerico adottato per lo studio dello stesso vengono schematicamente riportati nella seguente fig. 2.

I risultati del calcolo sono consegnati nel tabulato allegato; nel seguito si riportano alcuni risultati significativi, le relative verifiche di resistenza ed i dimensionamenti delle armature.

a) Momento massimo di intradosso per la trave di luce pari a 12.00 m:

$$M_{m4} = 457 \text{ KNm};$$

disponendo nella sezione considerata 8 $\Phi 20$ (pari a 2512 mm^2), la verifica di resistenza porge:

$$\sigma_c = 7.40 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 206 \text{ N/mm}^2.$$

b) Momento massimo di intradosso per la trave di luce 9.35 m:

$$M_{m5} = 147.80 \text{ KNm};$$

disponendo nella sezione considerata 4 $\Phi 20$ (pari a 1256 mm^2), la verifica di resistenza per flessione porge:

$$\sigma_c = 3.07 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 130 \text{ N/mm}^2.$$

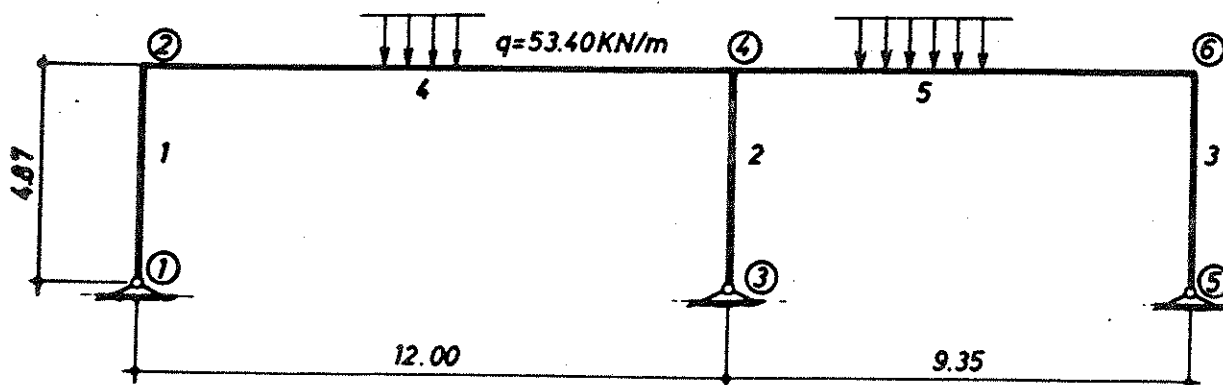


Fig. 2: Telaio di tipo 1; modello numerico

D A T I D E L L A S T R U T T U R A

- NUMERO DELLE ASTE.....= 5
- NUMERO DEI NODI.....= 6
- MODULO ELASTICO GENERALE.....= 2500000 (T/M²)
- NUMERO CONDIZIONI DI CARICO.....= 1

D A T I D E I N O D I D E L L A S T R U T T U R A

- I GRADI DI LIBERTA' VENGONO INDICATI CON :
- > 0 = MOVIMENTO POSSIBILE
 - > 1 = MOVIMENTO IMPEDITO

I NODI GENERATI DA PROGRAMMA SONO INDICATI CON (*).

NODO	COORDINATE		GRADI DI LIBERTA'			GENERAZIONE
	X (M)	Y	R	H	V	
1	0	0	0	1	1	*
2	0	4.87	0	0	0	*
3	12	0	0	1	1	*
4	12	4.87	0	0	0	*
5	21.35	0	0	1	1	*
6	21.35	4.87	0	0	0	*

D A T I D E L L E A S T E D E L L A S T R U T T U R A

ASTA	NOD	TIPO	MOM. INERZIA	AREA SEZ.	MOD. ELAST.	LUNGHEZZA
NO	I	T	(M ⁴)	(M ²)	(T/M ²)	(M)
1	1	2	0	.033	.4	2500000
2	3	4	0	4.2E-03	.2	2500000
3	5	6	0	.033	.4	2500000
4	2	4	0	.037	.42	2500000
5	4	6	0	.037	.42	2500000
						12
						9.35000001

D A T I D E I C A R I C H I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

CARICHI DISTRIBUITI

ASTA	ASC.INIZIO (M)	ASC.FINE (M)	VALORE CAR. (T/M)	INCLINAZIONE (GR)
4	0	12	5.34	0
5	0	9.35	5.34	0

R I S U L T A T I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

MOVIMENTI DEI NODI

NODO	ROTAZIONE (RAD)	SPOST.VERT. (M)	SPOST.ORIZZ. (M)
1	-1.836E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
2	-1.241E-03	-1.442E-04	+2.611E-03
3	-1.045E-03	+0.000E+00	+0.000E+00
4	+5.348E-04	-6.091E-04	+2.527E-03
5	-7.936E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
6	+6.293E-05	-1.064E-04	+2.474E-03

AZIONI INTERNE NELLE ASTE

ASTA NODI		AZIONI NODO			AZIONI NODO		
		-----** I **-----			-----** J **-----		
I	J	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF.NOR. (T)	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF.NOR. (T)
1	1 2	+2.409E+08	-7.359E+00	+2.961E+01	-3.583E+01	+7.359E+00	-2.961E+01
2	3 4	+0.000E+00	+1.399E+00	+6.254E+01	+6.816E+00	-1.399E+00	-6.254E+01
3	5 6	+9.749E+08	+5.959E+00	+2.185E+01	+2.902E+01	-5.959E+00	-2.185E+01
4	2 4	+3.583E+01	+2.961E+01	+7.359E+00	-6.493E+01	+3.446E+01	-7.359E+00
5	4 6	+5.812E+01	+2.807E+01	+5.959E+00	-2.902E+01	+2.185E+01	-5.959E+00

c) Momento flettente per il nodo trave - pilastro (nodo 2): il valore del momento flettente viene ottenuto sommando quello deducibile dal tabulato allegato e quello conseguente alle azioni orizzontali (valutato nel precedente par. 5).

$$M_2 = 358.30 + 75.00 = 433.30 \text{ KNm},$$

disponendo nella sezione considerata $6\Phi 20$ (1884 mm^2), la verifica di resistenza per flessione porge:

$$\sigma_c = 8.3 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2.$$

d) Momento flettente della trave in corrispondenza dell'appoggio centrale

$$M_4 = 649.30 \text{ KNm};$$

disponendo nella sezione considerata $10 \Phi 20$ (pari a 3140 mm^2), la verifica di resistenza per flessione porge:

$$\sigma_c = 9.7 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 237 \text{ N/mm}^2.$$

e) Valutazione delle sollecitazioni taglianti e dimensionamento delle armature.

Con riferimento al diagramma dei tagli schematicamente indicato nella fig. 3, si osserva che il massimo valore del taglio è pari a 310 KN (valutato a filo del pilastro); a tale valore corrisponde la tensione tangenziale

$$\tau = 310000 / 0.9 \times 400 \times 1000 = 0.86 \text{ N/mm}^2 > \tau_{c0}$$

La armatura a taglio (interamente costituita da staffe) viene dimensionata al fine di assorbire l'area del diagramma di taglio rappresentata in tratteggio:

$$A_s = (310 + 240) \times 1500 \times 10^3 / 2 \times 0.9 \times 260 \times 1000 = 1762 \text{ mm}^2$$

(tale quantità di armatura, come si evince dal calcolo, è riferita ad un tratto di lunghezza pari ad 1.50 m).

Si osserva dunque che, per i tratti di trave per i quali il valore delle tensioni tangenziali risulta essere superiore a τ_{c0} , è necessario disporre una staffatura costituita da staffe $\Phi 8/100 \text{ mm}$, mentre per i tratti rimanenti si dispongono staffe $\Phi 8/250 \text{ mm}$.

Il valore della freccia elastica in corrispondenza della mezzera dell'asta 4 è pari a:

$$f = (5 \times 5.34 \times 12^4) / (384 \times 0.033 \times 2.5 \times 10^6) - 0.0625 \times 12^2 (M_2 + M_4) / (0.033 \times 2.5 \times 10^6),$$
$$f = 0.007 \text{ m},$$

quindi, a tempo infinito:

$$f_i = 3 \times 0.007 = 0.021 \text{ m circa.}$$

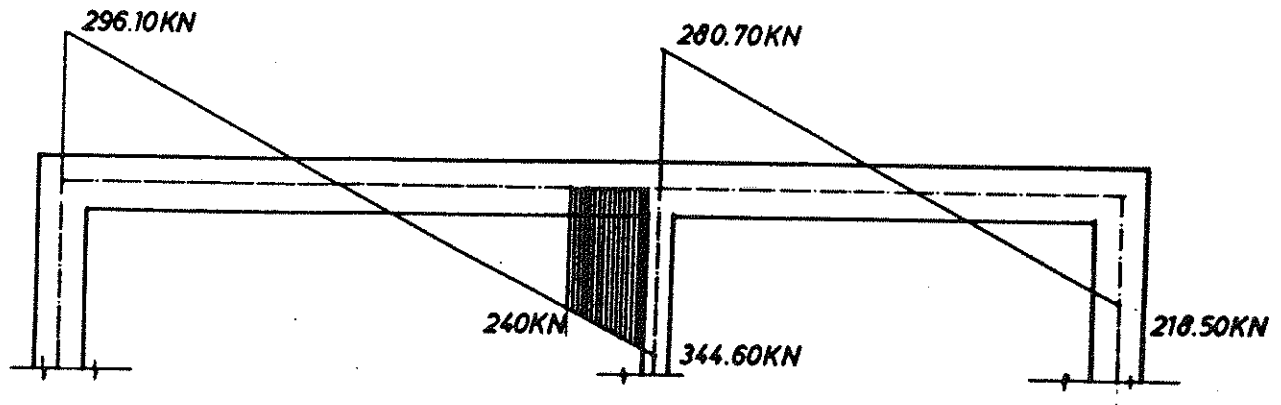


Fig. 3: Diagramma dei tagli per il telaio di tipo 1

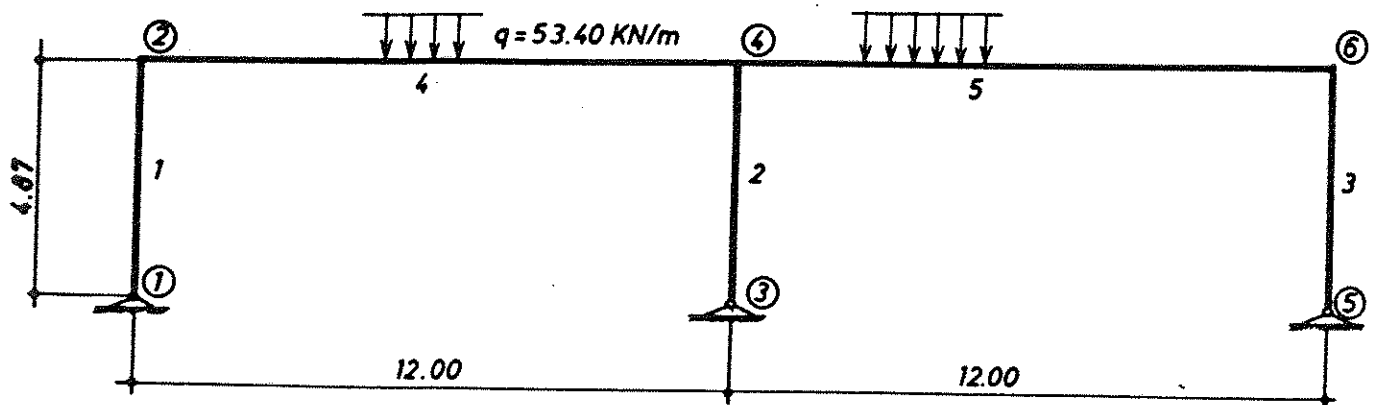


Fig. 4: Telaio di tipo 2; modello numerico

6.2 Telaio di tipo 2

Le caratteristiche geometriche del telaio di tipo 2 vengono schematicamente riportate nella fig.4.

I risultati del calcolo sono riportati nel tabulato allegato; nel seguito si riportano e si commentano alcuni risultati significativi, si conducono le verifiche di resistenza ed i dimensionamenti delle armature.

----- DATI DELLA STRUTTURA -----

- NUMERO DELLE ASTE.....= 5
- NUMERO DEI NODI.....= 6
- MODULO ELASTICO GENERALE.....= 2500000 (T/M²)
- NUMERO CONDIZIONI DI CARICO.....= 1

DATI DEI NODI DELLA STRUTTURA -----

I GRADI DI LIBERTA' VENGONO INDICATI CON :

-) 0 = MOVIMENTO POSSIBILE
-) 1 = MOVIMENTO IMPEDITO

I NODI GENERATI DA PROGRAMMA SONO INDICATI CON (*).

NODO	COORDINATE		GRADI DI LIBERTA'			GENERAZIONE
	X (M)	Y	R	H	U	
1	0	0	0	1	1	*
2	0	4.87	0	0	0	*
3	12	0	0	1	1	*
4	12	4.87	0	0	0	*
5	24	0	0	1	1	*
6	24	4.87	0	0	0	*

DATI DELLE ASTE DELLA STRUTTURA -----

ASTA	NOD	TIPO	MOM. INERZIA	AREA SEZ.	MOD. ELAST.	LUNGHEZZA
NO	1	T	(M ⁴)	(M ²)	(T/M ²)	(M)
1	1	2	0	.033	.4	2500000
2	3	4	0	4.2E-03	.2	2500000
3	5	6	0	.033	.4	2500000
4	2	4	0	.037	.42	2500000
5	4	6	0	.037	.42	2500000

----- D A T I D E I C A R I C H I -----

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

CARICHI DISTRIBUITI

ASTA	ASC.INIZIO (M)	ASC.FINE (M)	VALORE CAR. (T/M)	INCLINAZIONE (GR)
4	0	12	5.34	0
5	0	12	5.34	0

----- R I S U L T A T I -----

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

MOVIMENTI DEI NODI

NODO	ROTAZIONE (RAD)	SPOST. VERT. (M)	SPOST. ORIZZ. (M)
1	+3.816E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
2	-8.223E-04	-1.422E-04	+9.573E-05
3	+4.966E-12	+0.000E+00	+0.000E+00
4	-1.140E-13	-6.791E-04	-1.593E-11
5	-3.816E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
6	+8.223E-04	-1.422E-04	-9.573E-05

AZIONI INTERNE NELLE ASTE

ASTA NODI		AZIONI NODO					AZIONI NODO				
		-----** I **-----					-----** J **-----				
		I	J	MOMENTO	TAGLIO	SF.NOR.	MOMENTO	TAGLIO	SF.NOR.		
			(TM)	(T)	(T)	(TM)	(T)	(T)			
1	1	2	-4.388E-08	-8.376E+00	+2.921E+01	-4.079E+01	+8.376E+00	-2.921E+01			
2	3	4	-1.140E-17	-4.498E-09	+6.972E+01	-2.190E-08	+4.498E-09	-6.972E+01			
3	5	6	+4.272E-08	+8.376E+00	+2.921E+01	+4.079E+01	-8.376E+00	-2.921E+01			
4	2	4	+4.079E+01	+2.921E+01	+8.376E+00	-7.468E+01	+3.486E+01	-8.376E+00			
5	4	6	+7.468E+01	+3.486E+01	+8.376E+00	-4.079E+01	+2.921E+01	-8.376E+00			

a) Momento massimo di intradosso per l' asta 4:

$$M_{m4} = 384 \text{ KNm};$$

disponendo all' intradosso delle travi 6 $\Phi 20$ (pari a 1884 mm^2), la verifica di resistenza per flessione porge :

$$\sigma_c = 6.90 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 227 \text{ N/mm}^2.$$

b) Momento nel nodo d' angolo:

$$M_2 = M_6 = 407.90 + 75.00 = 483 \text{ KNm};$$

disponendo nella sezione della trave 2 $\Phi 20$ + 4 $\Phi 22$ (pari a 2148 mm^2), la verifica di resistenza porge:

$$\sigma_c = 8.90 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2.$$

c) Momento di estradosso in corrispondenza del pilastro centrale:

$$M_4 = 746.80 \text{ KNm};$$

disponendo 11 $\Phi 20$ all' estradosso della trave (pari a 3454 mm^2) la verifica di resistenza per flessione porge:

$$\sigma_c = 10.80 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 249 \text{ N/mm}^2.$$

d) Valutazione delle sollecitazioni taglianti e dimensionamento delle armature

Conducendo le verifiche al taglio con le stesse modalità descritte a proposito del telaio 1, si dimensionano le staffe come segue: si dispongono staffe $\Phi 8/100 \text{ mm}$ per i primi 2.00 m a cavallo dell' appoggio centrale e per il primo metro a partire dai pilastri di bordo; nella parte rimanente delle travi si dispongono staffe $\Phi 8/250 \text{ mm}$.

6.3 Telaio del tipo 3

Le caratteristiche geometriche del telaio di tipo 3 vengono schematicamente riportate nella seguente fig.5.

I risultati del calcolo sono riportati nel tabulato allegato; nel seguito si commentano alcuni risultati significativi, si conducono le verifiche di resistenza e si dimensionano le armature da disporre nelle sezioni tipiche delle travi.

a) Momento flettente massimo all' intradosso dell' asta 4:

$$M_{m4} = 412.60 \text{ KNm};$$

si dispongono nella sezione considerata 6 $\Phi 20$ (pari a 1884 mm²) e dunque le verifiche di resistenza porgono:

$$\sigma_c = 7.4 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_s = 244 \text{ N/mm}^2.$$

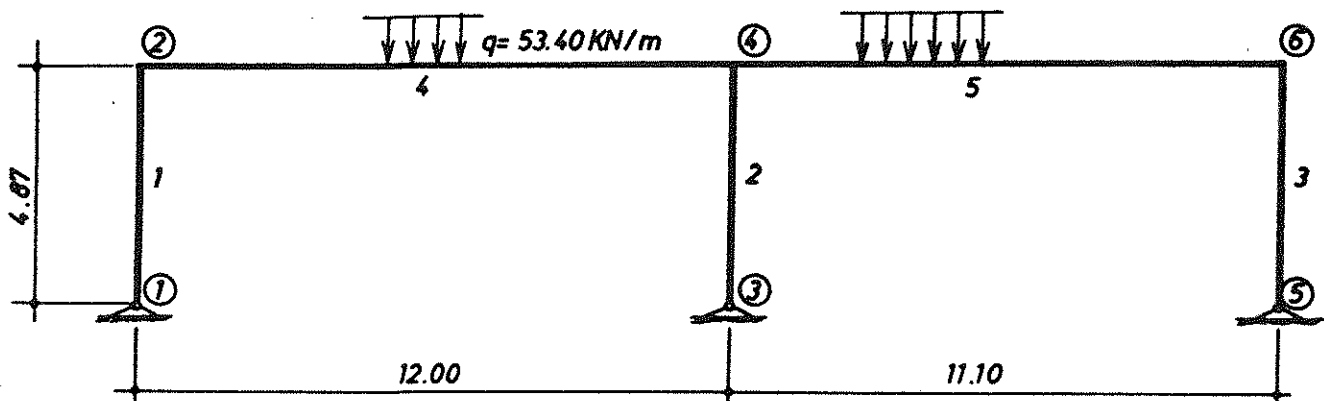


Fig. 5: Telaio di tipo 3; modello numerico

----- DATI DELLA STRUTTURA -----

- NUMERO DELLE ASTE.....= 5
- NUMERO DEI NODI.....= 6
- MODULO ELASTICO GENERALE.....= 2500000 (T/M²)
- NUMERO CONDIZIONI DI CARICO.....= 1

----- DATI DEI NODI DELLA STRUTTURA -----

I GRADI DI LIBERTA' VENGONO INDICATI CON :

- > 0 = MOVIMENTO POSSIBILE
- > 1 = MOVIMENTO IMPEDITO

I NODI GENERATI DA PROGRAMMA SONO INDICATI CON (*).

NODO	COORDINATE		GRADI DI LIBERTA'			GENERAZIONE
	X (M)	Y	R	H	V	
1	0	0	0	1	1	*
2	0	4.87	0	0	0	*
3	12	0	0	1	1	*
4	12	4.87	0	0	0	*
5	23.1	0	0	1	1	*
6	23.1	4.87	0	0	0	*

DATI DELLE ASTE DELLA STRUTTURA

ASTA	NOD	TIPO	MOM. INERZIA	AREA SEZ.	MOD. ELAST.	LUNGHEZZA
NO	I	T	(M ⁴)	(M ²)	(T/M ²)	(M)
1	1	2	0	.033	.4	2500000
2	3	4	0	4.2E-03	.2	2500000
3	5	6	0	.033	.4	2500000
4	2	4	0	.037	.42	2500000
5	4	6	0	.037	.42	2500000
						11.1

DATI DEI CARICHI

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

CARICHI DISTRIBUITI

ASTA	ASC. INIZIO	ASC. FINE	VALORE CAR.	INCLINAZIONE
	(M)	(M)	(T/M)	(GR)
4	0	12	5.34	0
5	0	11.1	5.34	0

RISULTATI

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

MOVIMENTI DEI NODI

NODO	ROTAZIONE	SPOST. VERT.	SPOST. ORIZZ.
	(RAD)	(M)	(M)
1	+1.605E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
2	-9.864E-04	-1.430E-04	+1.080E-03
3	-4.092E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
4	+2.092E-04	-6.547E-04	+9.890E-04
5	-5.430E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
6	+5.252E-04	-1.302E-04	+9.104E-04

AZIONI INTERNE NELLE ASTE

ASTA NODI		AZIONI NODO			AZIONI NODO		
		-----** I **-----			-----** J **-----		
I	J	MOMENTO	TAGLIO	SF. NOR.	MOMENTO	TAGLIO	SF. NOR.
		(TM)	(T)	(T)	(TM)	(T)	(T)
1	1	2	-1.688E-08	-7.979E+00	+2.937E+01	-3.886E+01	+7.979E+00
2	3	4	+1.635E-09	+5.476E-01	+6.722E+01	+2.667E+00	-5.476E-01
3	5	6	+7.479E-08	+7.432E+00	+2.675E+01	+3.619E+01	-7.432E+00
4	2	4	+3.886E+01	+2.937E+01	+7.979E+00	-7.086E+01	+3.470E+01
5	4	6	+6.819E+01	+3.252E+01	+7.432E+00	-3.619E+01	+2.675E+01

b) Momento flettente nella mezzeria dell' asta 5:

$$M = 300 \text{ KNm};$$

nella sezione considerata si dispongono 6 $\Phi 20$ di intradosso (1884 mm^2); le verifiche di resistenza per flessione porgono:

$$\sigma_c = 5.4 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 178 \text{ N/mm}^2.$$

c) Momento nel nodo trave - pilastro (nodo 6):

Il momento nel nodo 6 vale $362 + 75 = 437 \text{ KNm}$; nella sezione considerata si dispongono 2 $\Phi 20 + 4 \Phi 22$ (1884 mm^2) e dunque le verifiche di resistenza porgono i risultati seguenti:

$$\sigma_c = 8.10 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 241 \text{ N/mm}^2.$$

d) Verifiche al taglio e dimensionamento delle armature

Per quanto riguarda le verifiche al taglio, si rimanda a quanto precedentemente esposto per il telaio del tipo 1. In questa sede si segnala che si dispongono nel telaio in oggetto staffe $\Phi 8/100 \text{ mm}$ per 1 m in prossimità dei pilastri di bordo e per 1.80 m da entrambe le parti del pilastro centrale; nelle parti rimanenti di trave, al solito, si dispongono staffe $\Phi 8/250 \text{ mm}$.

6.4 Dimensionamento delle armature per i telai del filo 35 e del filo 1 (telai di testata)

Si riportano nel seguito i risultati numerici ottenuti per i telai dei fili 35 ed 1. Si tratta, nel dettaglio dei telai di testata del fabbricato in oggetto e, dunque, per diversi motivi, di telai in qualche misura "atipici" (figg. 6 e 7).

Come segnalato in precedenza, i risultati dei calcoli sono raccolti nei tabulati allegati, i dimensionamenti conseguenti sono riportati negli allegati elaborati grafici di progetto.

7. Verifiche di resistenza e dimensionamento delle armature dei pilastri

Si riportano, in primo luogo, i valori dello sforzo normale e del momento flettente che impegnano i pilastri dei telai considerati.

Telaio	N_1	M_1	N_2	M_2	N_3	M_3
1	296.10	358.30	625.40	68.16	218.50	290.20
2	292.10	407.90	697.20	00.00	292.10	407.90
3	293.70	388.60	672.20	26.60	267.50	361.90

Il pilastro centrale ha dimensioni $500 \times 400 \text{ mm}^2$, e la sua armatura è schematicamente rappresentata nella fig.8.

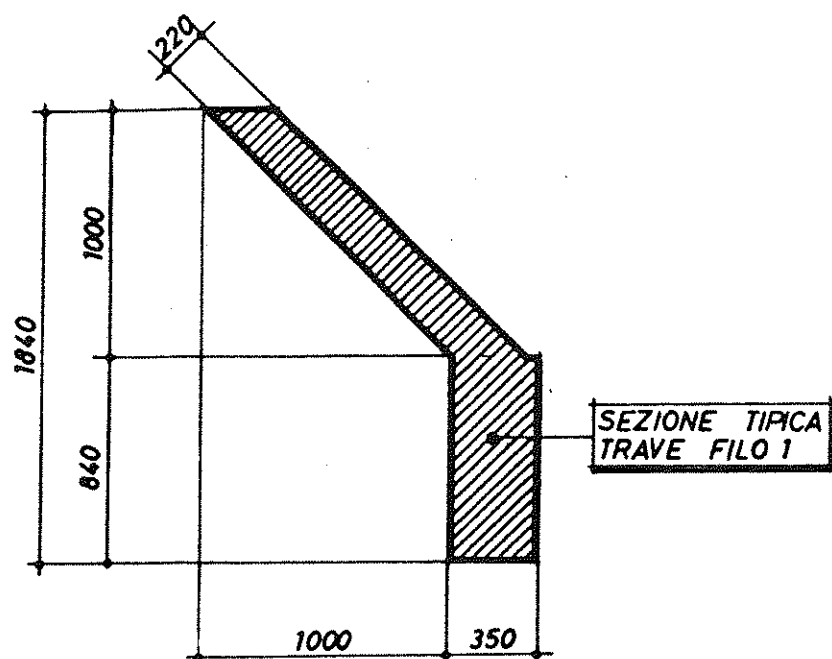
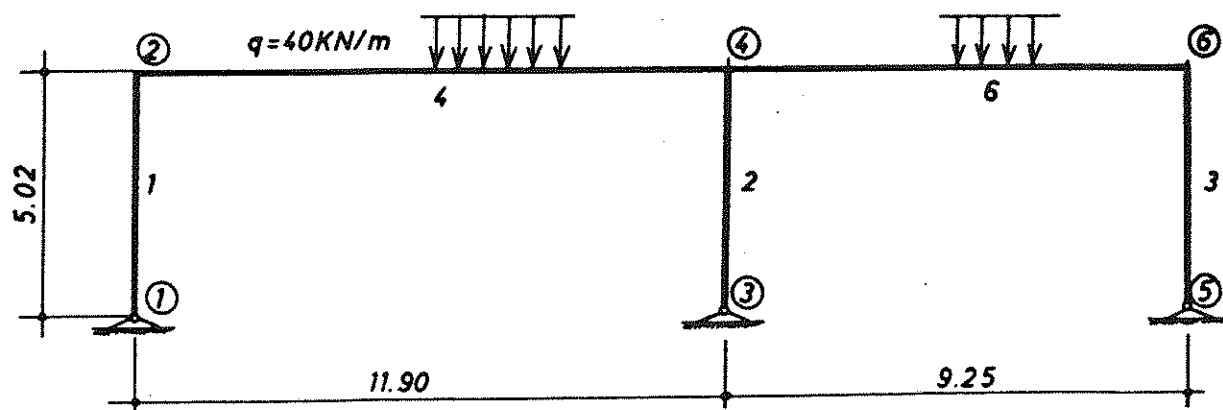


Fig. 6: Telaio del filo 1; caratteristiche geometriche e modello numerico

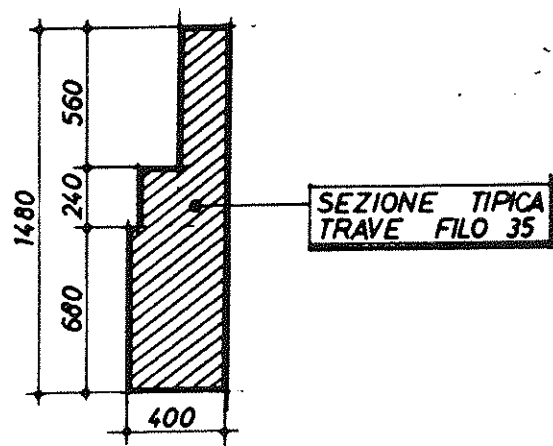
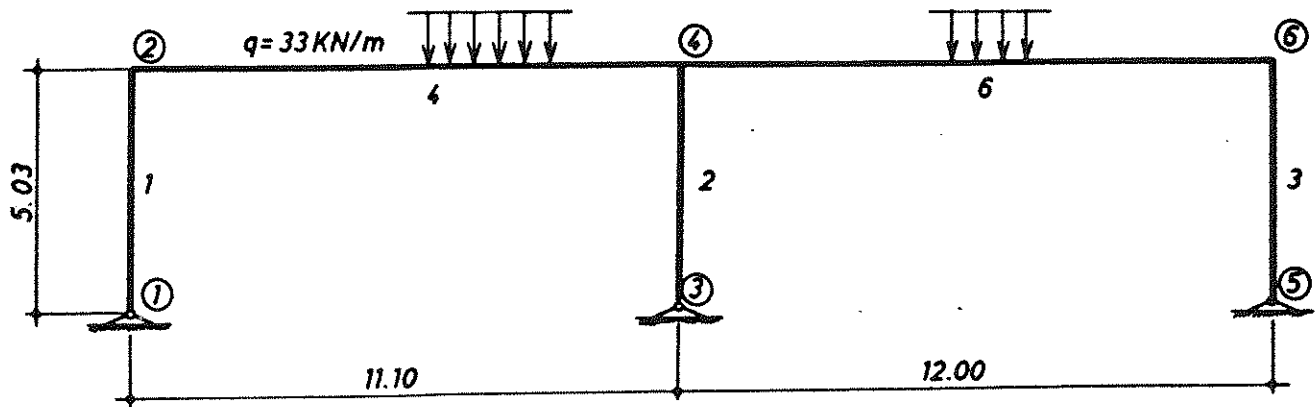


Fig. 7: Telaio del filo 35; caratteristiche geometriche e modello numerico

----- D A T I D E L L A S T R U T T U R A -----

- NUMERO DELLE ASTE.....= 5
- NUMERO DEI NODI.....= 6
- MODULO ELASTICO GENERALE.....= 2500000 (T/M²)
- NUMERO CONDIZIONI DI CARICO.....= 1

----- D A T I D E I N O D I D E L L A S T R U T T U R A -----

I GRADI DI LIBERTA' VENGONO INDICATI CON :

> 0 = MOVIMENTO POSSIBILE

> 1 = MOVIMENTO IMPEDITO

I NODI GENERATI DA PROGRAMMA SONO INDICATI CON (*).

NODO	COORDINATE		GRADI DI LIBERTA'			GENERAZIONE
	X (M)	Y	R	H	U	
1	0	0	0	1	1	*
2	0	5.03	0	0	0	*
3	11.1	0	0	1	1	*
4	11.1	5.03	0	0	0	*
5	23.1	0	0	1	1	*
6	23.1	5.03	0	0	0	*

----- D A T I D E L L E A S T E D E L L A S T R U T T U R A -----

ASTA	NOD	TIPO	MOD. INERZIA	AREA SEZ.	MOD. ELAST.	LUNGHEZZA
NO	1	T	(M ⁴)	(M ²)	(T/M ²)	(M)
1	1	2	0	.033	.4	2500000
2	3	4	0	4.2E-03	.2	2500000
3	5	6	0	.033	.4	2500000
4	2	4	0	.0956	.51	2500000
5	4	6	0	.0956	.51	2500000

D A T I D E I C A R I C H I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

CARICHI DISTRIBUITI

ASTA	ASC.INIZIO (M)	ASC.FINE (M)	VALORE CAR. (T/M)	INCLINAZIONE (GR)
4	0	11.1	3.3	0
5	0	12	3.3	0

R I S U L T A T I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

MOVIMENTI DEI NODI

NODO	ROTAZIONE (RAD)	SPOST. VERT. (M)	SPOST. ORIZZ. (M)
1	+2.041E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
2	-2.411E-04	-7.814E-05	-2.804E-04
3	+1.223E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
4	-6.242E-05	-4.372E-04	-3.057E-04
5	-8.977E-05	+0.000E+00	+0.000E+00
6	+3.790E-04	-8.666E-05	-3.345E-04

AZIONI INTERNE NELLE ASTE

ASTA NODI		AZIONI NODO -----** I **-----			AZIONI NODO -----** J **-----		
I	J	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF. NOR. (T)	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF. NOR. (T)
1	1	2	-2.035E-08	-2.904E+00	+1.553E+01	-1.460E+01	+2.904E+00
2	3	4	-5.911E-10	-1.534E-01	+4.346E+01	-7.716E-01	+1.534E-01
3	5	6	+9.778E-09	+3.057E+00	+1.722E+01	+1.537E+01	-3.057E+00
4	2	4	+1.460E+01	+1.553E+01	+2.904E+00	-4.546E+01	+2.109E+01
5	4	6	+4.623E+01	+2.237E+01	+3.057E+00	-1.537E+01	+1.722E+01

----- D A T I D E L L A S T R U T T U R A -----

- NUMERO DELLE ASTE.....= 5
- NUMERO DEI NODI.....= 6
- MODULO ELASTICO GENERALE.....= 2500000 (T/M^2)
- NUMERO CONDIZIONI DI CARICO.....= 1

----- D A T I D E I N O D I D E L L A S T R U T T U R A -----

I GRADI DI LIBERTA' VENGONO INDICATI CON :

- > 0 = MOVIMENTO POSSIBILE
- > 1 = MOVIMENTO IMPEDITO

I NODI GENERATI DA PROGRAMMA SONO INDICATI CON (*).

NODO	COORDINATE		GRADI DI LIBERTA'			GENERAZIONE
	X (M)	Y	R	H	V	
1	0	0	0	1	1	*
2	0	5.02	0	0	0	*
3	11.9	0	1	1	1	*
4	11.9	5.02	0	0	0	*
5	21.15	0	0	1	1	*
6	21.15	5.02	0	0	0	*

----- D A T I D E L L E A S T E D E L L A S T R U T T U R A -----

ASTA	NOD		TIPO	MOM. INERZIA	AREA SEZ.	MOD. ELAST.	LUNGHEZZA
NO	1	2		(M^4)	(M^2)	(T/M^2)	(M)
1	1	2	0	.0576	.48	2500000	5.02
2	3	4	0	.52	1	2500000	5.02
3	5	6	0	.0576	.48	2500000	5.02
4	2	4	0	.017	.26	2500000	11.9
5	4	6	0	.017	.26	2500000	9.25

D A T I D E I C A R I C H I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

CARICHI DISTRIBUITI

ASTA	ASC.INIZIO (M)	ASC.FINE (M)	VALORE CAR. (T/M)	INCLINAZIONE (GR)
4	0	11.9	4	0
5	0	9.25	4	0

R I S U L T A T I

CONDIZIONE DI CARICO NO. - 1 -

MOVIMENTI DEI NODI

NODO	ROTAZIONE (RAD)	SPOST. VERT. (M)	SPOST. ORIZZ. (M)
1	+2.185E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
2	-4.872E-04	-9.616E-05	+8.375E-05
3	+0.000E+00	+0.000E+00	+0.000E+00
4	+3.680E-05	-8.851E-05	-6.391E-05
5	-1.072E-04	+0.000E+00	+0.000E+00
6	+2.914E-04	-7.334E-05	-1.287E-04

AZIONI INTERNE NELLE ASTE

ASTA NODI		AZIONI NODO -----** I **-----			AZIONI NODO -----** J **-----		
I	J	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF. NOR. (T)	MOMENTO (TM)	TAGLIO (T)	SF. NOR. (T)
1	1 2	-3.798E-08	-8.066E+00	+2.298E+01	-4.049E+01	+8.066E+00	-2.298E+01
2	3 4	-7.211E-01	+3.510E+00	+4.408E+01	+1.834E+01	-3.510E+00	-4.408E+01
3	5 6	+1.632E-08	+4.556E+00	+1.753E+01	+2.287E+01	-4.556E+00	-1.753E+01
4	2 4	+4.049E+01	+2.298E+01	+8.066E+00	-5.017E+01	+2.461E+01	-8.066E+00
5	4 6	+3.183E+01	+1.946E+01	+4.556E+00	-2.287E+01	+1.753E+01	-4.556E+00

L' area totale dell' acciaio disposta nella sezione è pari a 1026 mm^2 (0.5% dell' area di conglomerato effettiva del pilastro).

Si conduce la verifica di resistenza a pressoflessione con riferimento alla coppia di valori:

$$N = 672 \text{ KN},$$

$$M = 26.60 \text{ KNm}.$$

I risultati della verifica sono riportati nei tabulati allegati.

I pilastri di bordo hanno dimensione $400 \times 1000 \text{ mm}^2$; la armatura disposta nel pilastro viene schematicamente rappresentata nella seguente fig.9.

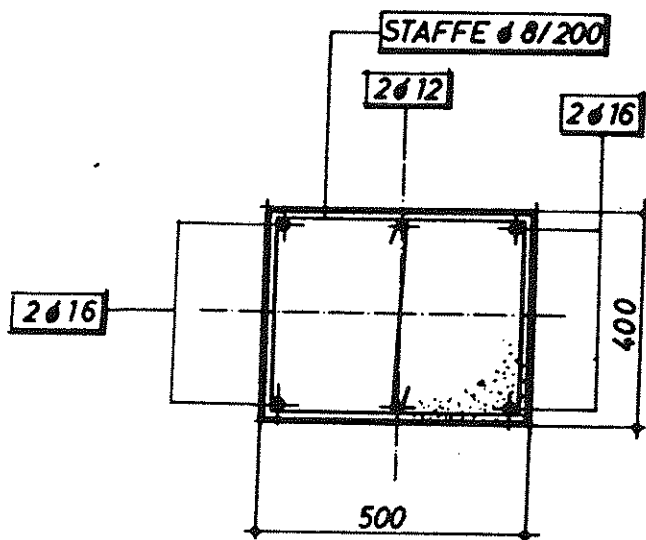


Fig. 8: Caratteristiche geometriche e disposizione della armatura per il pilastro centrale

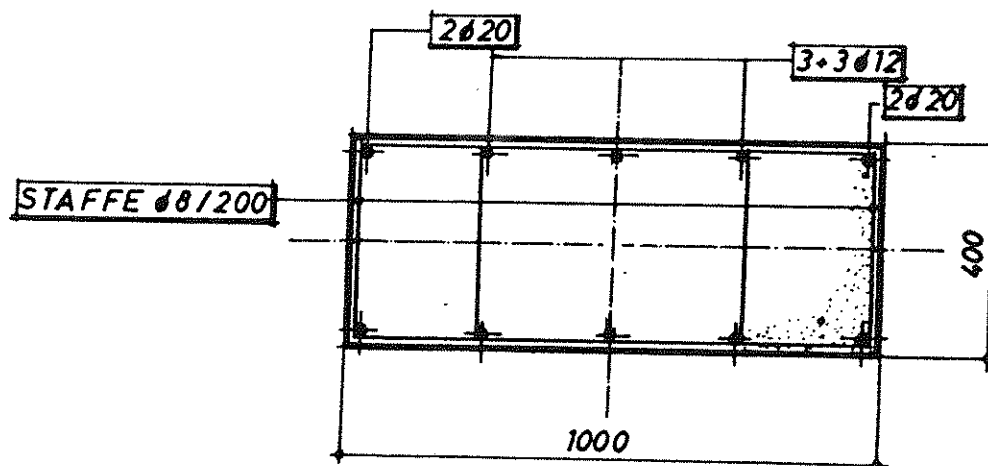


Fig. 9: Caratteristiche geometriche e disposizione della armatura per i pilastri di bordo

[illegible]

AZIONI ESTERNE : MOM. FLETTENTE = 26600000 MM

SFORZO NORMALE = 672200 N

AREA TESA.....= 400	MM^2	COPRIFERRO = 30	MM
AREA COMPRESSA..= 400	MM^2	COPRIFERRO = 30	MM

```

PRESSIONE NEL C.C.A....= 4.92690108      < 11      N/11^2
TENSIONE NELL'ACCIAIO..= -20.0858947     < 260     N/11^2

```

* BS *
 * * * * *
 * * * * * HS *
 * * * * *

AZIONI ESTERNE : MOM. FLETTENTE = 407900000 NMM

SFORZO NORMALE = 292100 N

AREA TESA.....= 1884 MM^2 COPRIFERRO = 50 MM
AREA COMPRESSA..= 628 MM^2 COPRIFERRO = 30 MM

PRESSIONE NEL C.C.A....= 7.04428855 < 11 N/MM^2
TENSIONE NELL'ACCIAIO..= 106.810116 < 260 N/MM^2

L'armatura corrente è costituita da 1934 mm^2 (pari allo 0.48% della sezione di conglomerato costituente il pilastro).

Si conduce la verifica a pressoflessione per:

$$\begin{aligned} N &= 292.10 \text{ KN}, \\ M &= 407.90 \text{ KNm}. \end{aligned}$$

I risultati della verifica vengono riportati nel tabulato allegato.

8. Dimensionamento dei plinti di fondazione

8.1 Plinti per i pilastri centrali

Le caratteristiche geometriche del plinto per i pilastri centrali sono schematicamente riportate nella seguente fig. 10

Il plinto viene dimensionato sulla base del valore dello sforzo normale:

$$N = 697.20 = 700 \text{ KN};$$

la pressione di contatto da mettere in conto per la valutazione dello stato di sollecitazione nel plinto vale, dunque:

$$\sigma_t = 700000 / 2500 \times 2500 = 0.11 \text{ N/mm}^2;$$

il momento, valutato in corrispondenza dell'asse del plinto, vale:

$$M = 440 \text{ KNm},$$

l'armatura disposta all'intradosso del plinto è pari a $15 \Phi 16$ (3000 mm^2), e dunque la verifica a flessione porge:

$$\sigma_s = 2040 \text{ N/mm}^2.$$

8.2 Plinto per i pilastri di bordo

Si dimensionano i plinti in oggetto con riferimento al valore $N = 300 \text{ KN}$. Le caratteristiche geometriche del plinto sono schematicamente riportate nella seguente fig. 11.

La pressione di contatto da mettere in conto per la valutazione dello stato di sollecitazione del plinto vale:

$$\sigma_t = 300000 / 1800 \times 1800 = 0.09 \text{ N/mm}^2;$$

il momento, valutato in corrispondenza dell'asse del pilastro, vale:

$$M = 150 \times 0.45 = 67.50 \text{ KNm},$$

la armatura è costituita da $9 \Phi 10$ di intradosso (1017 mm^2); la verifica di resistenza porge:

$$\sigma_s = 92 \text{ N/mm}^2.$$

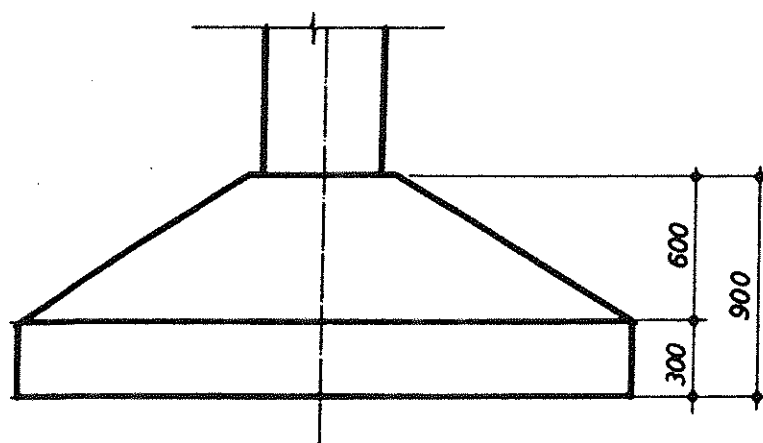
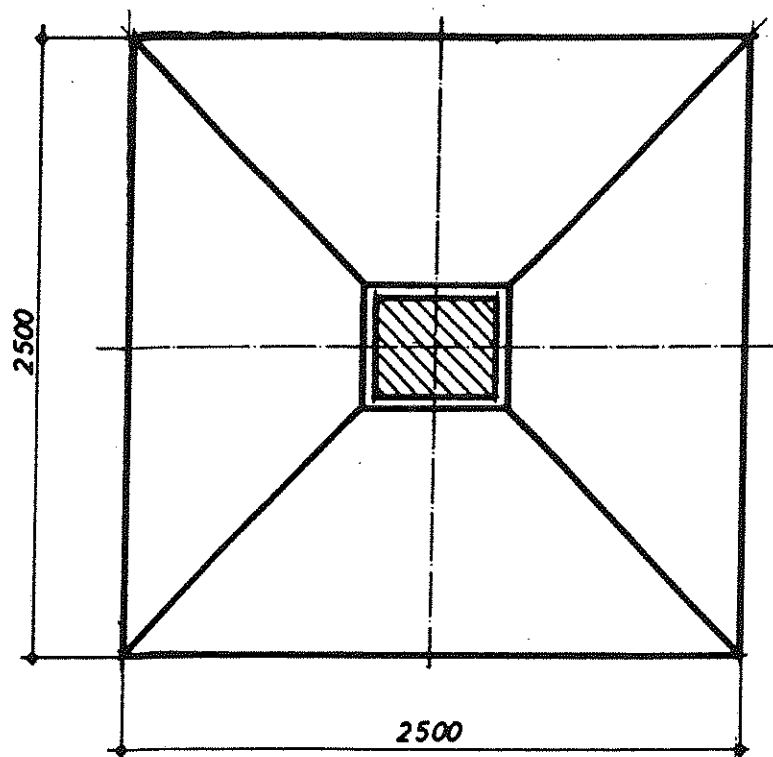


Fig. 10: Caratteristiche geometriche del plinto centrale tipico

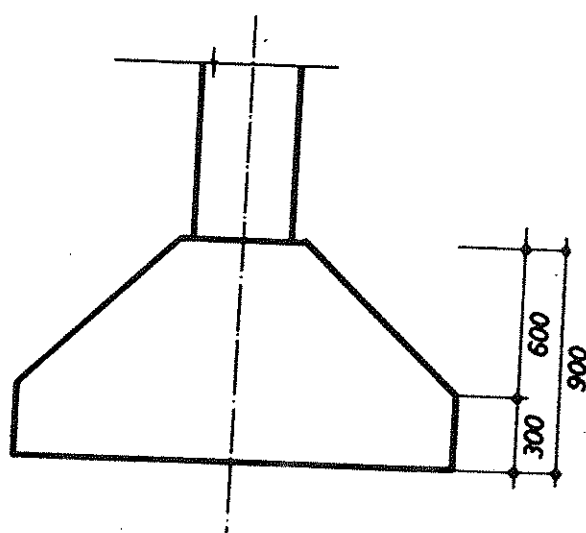
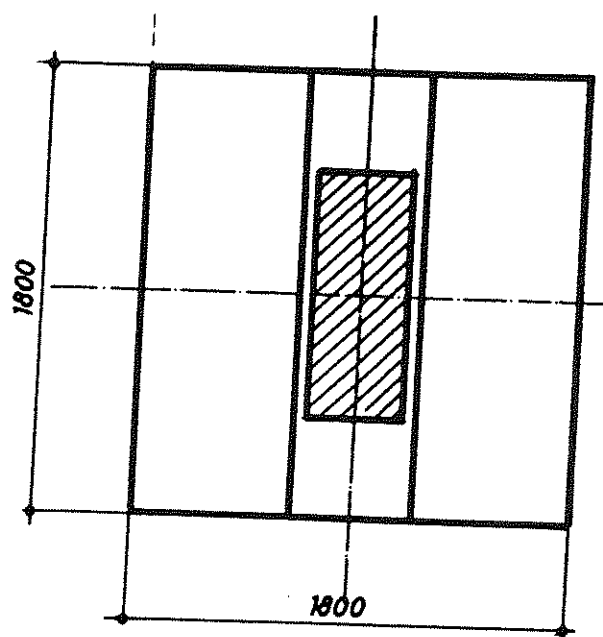


Fig. 11: Caratteristiche geometriche del plinto di bordo tipico

Come accennato in precedenza, per la copertura della regione considerata si è adottato un solaio a lastra appoggiato sulle travi perimetrali che, a loro volta, scaricano sui pilastri. Le caratteristiche geometriche dell' impalcato in esame vengono schematicamente riportate nella allegata fig.12; le nervature della lastra, disposte ad un interasse pari ad 1.00 m sono ruotate di 45° rispetto alle direzioni longitudinale e trasversale del fabbricato e dunque disposte secondo le direzioni principali della flessione.



a) Lastra

Il calcolo delle sollecitazioni nella lastra è stato eseguito con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

- peso proprio della struttura:	11.00 KN/m ² ,
- sovraccarichi permanenti ed accidentali:	<u>4.00 KN/m²,</u>
- totale:	15.00 KN/m ² .

Per la individuazione dello stato di sollecitazione nelle sezioni significative della lastra è stato impiegato un programma di calcolo alle differenze finite; i risultati del calcolo sono riportati nei tabulati allegati.

Si riportano nel seguito i risultati delle verifiche; la posizione della sezione viene individuata dalla coppia delle sue coordinate cartesiane.

Per quanto attiene le deformazioni, si osserva che lo spostamento verticale massimo viene individuato in corrispondenza del punto avente coordinate (12.71; 12.50); tale spostamento è pari a 30.60 mm. Il valore della freccia atempo infinito può essere valutato, in prima approssimazione in:

$$f_i = 30.60 \times 2 = 61.20 \text{ mm.}$$

Verifiche in corrispondenza delle nervature della lastra.

Punto di coordinate $x=3.63$ $y=4.17$

direzione 1

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	22
larghezza anima	[cm]	22
spessore ala	[cm]	0
altezza totale	[cm]	95
copriferro	[cm]	3

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 10.62 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 91 \text{ cm}$

$A_2 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 81 \text{ cm}$

$M = 167.19 \text{ KNm}$ $V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	33.10605
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1309807
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	4.225816
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	110.8479
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	91.70119

direzione 2

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	100
larghezza anima	[cm]	22
spessore ala	[cm]	10
altezza totale	[cm]	95
copriferro	[cm]	4

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 10.62 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2 \quad h = 91 \text{ cm}$

$A_2 = 10.62 \text{ cm}^2 \quad h = 81 \text{ cm}$

$M = 327.74 \text{ KNm} \quad V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	21.38853
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1635517
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	4.286031
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	209.2408
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	179.1824

Punto di coordinate $x=7.26 \quad y=8.33$

direzione 1

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	100
larghezza anima	[cm]	22
spessore ala	[cm]	10
altezza totale	[cm]	95
copriferro	[cm]	4

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 10.62 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2 \quad h = 91 \text{ cm}$

$A_2 = 5.31 \text{ cm}^2 \quad h = 81 \text{ cm}$

$M = 233.55 \text{ KNm} \quad V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	18.45127
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1361335
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	3.16549
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	186.6964
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	160.9625

direzione 2

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	100
larghezza anima	[cm]	22
spessore ala	[cm]	10
altezza totale	[cm]	95
copriferro	[cm]	4

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 10.62 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 91 \text{ cm}$

$A_2 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 81 \text{ cm}$

$M = 380.12 \text{ KNm}$ $V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	21.38853
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1635517
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	4.971033
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	242.6821
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	207.8197

Punto di coordinate $x=12.71$ $y=12.50$

direzione 1

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	100
larghezza anima	[cm]	22
spessore ala	[cm]	10
altezza totale	[cm]	95
copriferro	[cm]	4

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 10.62 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 91 \text{ cm}$

$A_2 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 81 \text{ cm}$

$M = 399.1 \text{ KNm}$ $V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	21.38853
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1635517
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	5.219245
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	254.7996
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	218.1965

b) Trave "A" (trave lato giunto di luce pari a 25.00m)

Si conducono il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza per la trave in esame considerando la stessa soggetta al peso proprio (33.75 KN/m) ed al carico trasmesso dal bordo della lastra. I risultati vengono riportati nel tabulato allegato.

SEZIONE TRAVE LATO LUNGO (L=2x12.5 m)

Larghezza	Quota
50.00	0.00
50.00	80.00
100.00	80.00
100.00	175.00

Area	13500
Momento d'inerzia	3.082906E+07
Distanza baricentro lembo inf.	101.5741
Distanza baricentro lembo sup.	73.42593

CAMPATA TRAVE IN ADERENZA AL GIUNTO STRUTTURALE

Lunghezza della trave	[m]	12
Momento d'inerzia	[dm ⁴]	3083
Modulo elastico	[Kg/cm ²]	250000

Estremo sinistro appoggiato
Estremo destro incastrato

CONDIZIONE DI CARICO N. 1

CARICHI DISTRIBUITI

Qsin [t/m]	Qdex [t/m]	Xsin [m]	Xdex [m]
3.375	3.375	0.000	12.000
0.000	9.300	0.000	5.750
9.300	11.401	5.750	12.000

SFORZI E SPOSTAMENTI

X [m]	Z [cm]	Fi [Rad]	Msin [tm]	Tsin [t]	Mdex [tm]	Tdex [t]
0.00	0.0000	0.0005	0.0000	0.0000	0.0000	36.9577
1.20	0.0567	0.0005	41.4534	31.7431	41.4534	31.7431
2.40	0.1058	0.0004	75.2519	24.1996	75.2519	24.1996
3.60	0.1410	0.0002	98.6008	14.3270	98.6008	14.3270
4.80	0.1580	0.0001	108.7050	2.1253	108.7050	2.1253
6.00	0.1550	-0.0001	102.7732	-12.3653	102.7732	-12.3653
7.20	0.1330	-0.0003	78.6515	-27.9182	78.6515	-27.9182
8.40	0.0966	-0.0003	35.5759	-43.9552	35.5759	-43.9552
9.60	0.0539	-0.0004	-27.0345	-60.4762	-27.0345	-60.4762
10.80	0.0165	-0.0002	-109.7606	-77.4813	-109.7606	-77.4813
12.00	-0.0000	-0.0000	-213.1832	-94.9704	-213.1832	-94.9704

Ridistribuendo il 10% del momento negativo elastico troviamo delle azioni di verifica $M(12.00)=2132 \times 0.9=1920$ KNm , $M(4.80)=1087+2132 \times 0.10=1300$ KNm.

Verifiche della trave A

Verifica sull'appoggio

Con una sezione con $h/b = 170 / 50$

$M = 1920 \text{ KNm}$

$A_1 = 53.09 \text{ cm}^2$ $A_2 = 26.55 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	53.8
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	1.433566E+07
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	7.2
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	233.2
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-100.3

Con un taglio $V = 949.7 \text{ N}$ abbiamo una tensione tangenziale

$\tau = 1.25 \text{ N/mm}^2$

Disponiamo staffe per 6.16 cm^2 ogni 25 cm .

Abbiamo, così, una tensione nelle staffe di 253.5 N/mm^2

Verifica della sezione di momento positivo massimo

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	100
larghezza anima	[cm]	50
spessore ala	[cm]	95
altezza totale	[cm]	175
copriferro	[cm]	5

L'armatura predisposta e' costituita da :

armatura superiore $A_s = 15.93 \text{ cm}^2$

armatura inferiore :

$A_1 = 26.55 \text{ cm}^2$ $h = 170 \text{ cm}$

$A_2 = 6.28 \text{ cm}^2$ $h = 155 \text{ cm}$

$M = 1300 \text{ KNm}$ $V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	46.5233
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1.094891E+07
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	5.523865
Tensioni armatura A_1	[N/mm ²]	219.9119
Tensioni armatura A_2	[N/mm ²]	193.1969

c) Trave "B" (trave trasversale disposta dal lato opposto del giunto)

Si conducono il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza per la trave in esame considerando la stessa soggetta ad un carico complessivo ottenuto sommando quello già considerato per la trave "A" e quello dovuto al contributo del solaio della campata adiacente (20 KN/m). I risultati vengono riportati nel tabulato allegato.

CAMPATA TRAVE OPPOSTA AL GIUNTO STRUTTURALE

Lunghezza della trave	[m]	12
Momento d'inerzia	[dm ⁴]	3083
Modulo elastico	[Kg/cm ²]	250000

Estremo sinistro appoggiato
Estremo destro incastrato

CONDIZIONE DI CARICO N. 2

CARICHI DISTRIBUITI

Qsin [t/m]	Qdex [t/m]	Xsin [m]	Xdex [m]
3.375	3.375	0.000	12.000
2.000	2.000	0.000	12.000
0.000	9.300	0.000	5.750
9.300	11.401	5.750	12.000

SFORZI E SPOSTAMENTI

X [m]	Z [cm]	Fi [Rad]	Msin [tm]	Tsin [t]	Mdex [tm]	Tdex [t]
0.00	0.0000	0.0006	0.0000	0.0000	0.0000	45.9577
1.20	0.0676	0.0005	50.8134	38.3431	50.8134	38.3431
2.40	0.1259	0.0004	91.0919	28.3996	91.0919	28.3996
3.60	0.1674	0.0003	118.0408	16.1270	118.0408	16.1270
4.80	0.1871	0.0001	128.8650	1.5253	128.8650	1.5253
6.00	0.1830	-0.0001	120.7732	-15.3653	120.7732	-15.3653
7.20	0.1567	-0.0003	91.6115	-33.3182	91.6115	-33.3182
8.40	0.1136	-0.0004	40.6159	-51.7552	40.6159	-51.7552
9.60	0.0632	-0.0004	-32.7946	-70.6762	-32.7946	-70.6762
10.80	0.0194	-0.0003	-129.2005	-90.0813	-129.2005	-90.0813
12.00	-0.0000	-0.0000	-249.1832	-109.9705	-249.1832	-109.9705

Ridistribuendo il 10% del momento negativo elastico troviamo delle azioni di verifica:

$$M(12.00)=2492 \times 0.90=2240 \text{ KNm}$$

$$M(4.80)=1290+2492 \times 0.10=1540 \text{ KNm.}$$

Verifiche della trave B

Verifiche a momenti flettenti ridistribuiti.

Verifica sull'appoggio

Con una sezione con $h/b = 170 / 50$
 $M = 2240 \text{ KNm}$
 $A_1 = 58.4 \text{ cm}^2$ $A_2 = 26.55 \text{ cm}^2$
abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	56
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	1.543008E+07
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	8.100001
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	248
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-115.7

Con un taglio $V = 1100 \text{ N}$ abbiamo una tensione tangenziale
 $\tau = 1.45 \text{ N/mm}^2$
Disponiamo staffe per 6.16 cm^2 ogni 20 cm .
Abbiamo, così, una tensione nelle staffe di 236 N/mm^2

Sezione di momento positivo massimo

Verifichiamo la sezione a T con i seguenti dati :

larghezza ala	[cm]	1000
larghezza anima	[cm]	50
spessore ala	[cm]	95
altezza totale	[cm]	175
copriferro	[cm]	5

L'armatura predisposta e' costituita da :
armatura superiore $A_s = 15.93 \text{ cm}^2$
armatura inferiore :
 $A_1 = 26.55 \text{ cm}^2$ $h = 170 \text{ cm}$
 $A_2 = 10.62 \text{ cm}^2$ $h = 155 \text{ cm}$

$M = 1540 \text{ KNm}$ $V = 0 \text{ KN}$

Otteniamo:

Altezza zona compressa	[cm]	47.41778
Momento d'inerzia	[cm ⁴]	1.18118E+07
Tensione massima cls.	[N/mm ²]	6.182237
Tensioni armatura A1	[N/mm ²]	239.7305
Tensioni armatura A2	[N/mm ²]	210.3954

d) Trave "C" (trave longitudinale lato ospedale)

Si conducono il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza per la trave in esame soggetta al peso proprio ed al carico ad essa trasmesso dalla lastra. I risultati vengono riportati nei tabulati allegati.

Per la esecuzione delle verifiche di resistenza si è operata una redistribuzione dei momenti flettenti sugli appoggi; operando nella maniera descritta, si ottengono i valori seguenti delle caratteristiche di sollecitazione adottati per la esecuzione delle verifiche:

- momento flettente sull'appoggio intermedio: $M = (898.8 + 224.7) \times 0.90 = 1020 \text{ KNm}$,
- momento flettente massimo in campata: $M = (793 + 174.8) + 0.10 \times 1123.5 = 1080 \text{ KNm}$;

il taglio in corrispondenza dell'appoggio intermedio vale 443 KN circa per la campata centrale e 707 KN circa per la campata laterale.

Si riportano nel seguito i risultati delle verifiche di resistenza.

Verifiche della trave C

Verifica all'appoggio della campata intermedia

Con una sezione con $h/b = 92 / 100$

$M = 1020 \text{ KNm}$

$A_1 = 47.78 \text{ cm}^2$ $A_2 = 6.28 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	29.1
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	3721113
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	7.9
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	258.3
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-107.7

Con un taglio $V = 706 \text{ N}$ abbiamo una tensione tangenziale

$\tau = 0.86 \text{ N/mm}^2$

Disponiamo staffe per 5.34 cm^2 ogni 15 cm .

Abbiamo, così, una tensione nelle staffe di 241 N/mm^2

Verifica a momento massimo nella campata centrale

Con una sezione con $h/b = 92 / 100$

$M = 1080.2 \text{ KNm}$

$A_1 = 53.1 \text{ cm}^2$ $A_2 = 6.28 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	30.4
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	4029551
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	8.100001
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	247.4
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-110.5

Verifica appoggio interno della campata laterale

Con una sezione con $h/b = 92 / 100$

$M = 1020 \text{ KNm}$

$A_1 = 47.78 \text{ cm}^2$ $A_2 = 6.28 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	29.1
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	3721113
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	7.9
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	258.3
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-107.7

Con un taglio $V = 442.8 \text{ N}$ abbiamo una tensione tangenziale
 $\tau = 0.54 \text{ N/mm}^2$

Disporremo quindi il minimo regolamentare di staffatura.

e) Trave "D" (trave longitudinale lato parcheggio)

La travata "D" è stata schematizzata come una trave continua su cinque appoggi, soggetta al peso proprio ed al carico ad essa trasmesso dalla lastra (si vedano in proposito le elaborazioni allegate).

Il momento massimo sull'appoggio centrale vale 351 KNm circa ed il relativo taglio è circa pari a 363 KN.

Si riportano nel seguito i calcoli condotti per la individuazione dello stato di sollecitazione nelle sezioni significative e le relative verifiche di resistenza.

Verifiche della trave D

Verifica appoggio sul pilastro centrale

Con una sezione con $h/b = 92 / 100$

$M = 350.6 \text{ KNm}$

$A_1 = 18.85 \text{ cm}^2$ $A_2 = 8.04 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	19.2
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	1766092
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	3.8
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	216.5
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-48.5

Con un taglio $V = 362.7 \text{ N}$ abbiamo una tensione tangenziale

$\tau = 0.42 \text{ N/mm}^2$

Disponiamo staffe per 1.57 cm^2 ogni 30 cm.

Verifica in campata

Con una sezione con $h/b = 92 / 100$

$M = 140 \text{ KNm}$

$A_1 = 8.04 \text{ cm}^2$ $A_2 = 9.42 \text{ cm}^2$

abbiamo :

Altezza zona compressa	[cm]	12.7
Momento d'inerzia sez. omogenizzata	[cm ⁴]	839955
Tensione max calcestruzzo	[N/mm ²]	2.1
Tensione ferro teso	[N/mm ²]	198
Tensione ferro compresso	[N/mm ²]	-24.5

f) Pilastri

Nel seguito vengono riportati i valori dello sforzo normale che impegna i pilastri che sostengono la copertura a lastra esaminata; tali sforzi normali sono valutati tenendo conto che negli angoli essi vengono chiamati a fornire alla lastra una reazione di 631 KN rivolta verso il basso.

Quindi:

- pilastro 1:	$N = 72.30 + 369.60 - 631 = -190 \text{ KN},$
- pilastri 2 e 3:	$N = 1480 \text{ KN},$
- pilastro 4:	$N = 72.30 + 459.60 - 631.20 = -10.00 \text{ KN},$
- pilastro 5:	$N = 1900 \text{ KN},$
- pilastro 6:	$N = 2200 \text{ KN},$
- pilastro 7:	$N = 123.90 + 369.60 - 631.20 = -138 \text{ KN},$
- pilastri 8 e 10:	$N = 628 \text{ KN},$
- pilastro 9:	$N = 725 \text{ KN},$
- pilastro 11:	$N = 123.90 + 459.60 - 631.20 = -4.81 \text{ KN}.$

Le armature vengono disposte nei pilastri in modo tale da non consentire la trasmissione dei momenti flettenti alle travate superiori; si supporrà quindi la azione flettente di verifica pari ad una eccentricità uguale al raggio del nocciolo risultando così le armature individuate in funzione dei minimi regolamentari.

Le tensioni medie di esercizio sono riportate nel seguito (per la disposizione delle armature nei pilastri si vedano gli allegati elaborati grafici di progetto):

- pilastri 1, 4, 7, 11 : lo sforzo normale di trazione vale 190 KN, le armature ancorate in maniera efficace sono costituite da $2 \Phi 20 + 2 \Phi 16$ ($A = 1030 \text{ mm}^2$); la tensione nella armatura risulta dunque di 185 N/mm^2 circa.
- pilastri 2, 3, 8, 9, 10: lo sforzo normale massimo è pari a 1480 KN circa e ad esso corrisponde una tensione media di compressione nel conglomerato di 3.7 N/mm^2 .
- pilastri 5 e 6: lo sforzo normale massimo è pari a 2200KN circa e ad esso corrisponde una tensione media nel conglomerato di 4.40 KN/mm^2 .

ALLEGATO

RISOLUZIONE DELLA LASTRA ALLE
DIFFERENZE FINITE

OSPEDALE MAGGIORE - PIAZZALE DI CARICO E SCARICO

Calcolo della lastra alle differenze finite.

D A T I

Lunghezza [m] A= 23.60
Larghezza [m] B= 25.00
Spessore [m] S= 0.68
Modulo elastico [t/m²] E= 2500000
Coefficiente di Poisson 0.2

SITUAZIONE DI VINCOLO - 1=incastro / 0=appoggio

Vincolamento lato Y=0 0
Vincolamento lato Y=B 0
Vincolamento lato X=0 0
Vincolamento lato X=A 0

CARICHI APPLICATI ALLA LASTRA

N. Q[t/m²] X1 [m] X2 [m] Y1 [m] Y2 [m]
1 1.500 0.00 23.60 0.00 25.00

X [m]	Y [m]	w[cm]	Mx [tm]	My [tm]	Mxy[tm]	Tx [t]	Ty [t]	Y[']	M1[tm]	M2[tm]
0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	-31.359	0.000	0.000	45.0	-31.359	31.359
0.00	2.08	0.00	0.000	0.000	-29.693	4.443	0.000	45.0	-29.693	29.693
0.00	4.17	0.00	0.000	0.000	-25.498	7.319	0.000	45.0	-25.498	25.498
0.00	6.25	0.00	0.000	0.000	-19.955	9.237	0.000	45.0	-19.955	19.955
0.00	8.33	0.00	0.000	0.000	-13.646	10.476	0.000	45.0	-13.646	13.646
0.00	10.42	0.00	0.000	0.000	-6.917	11.175	0.000	45.0	-6.917	6.917
0.00	12.50	0.00	0.000	0.000	-0.000	11.401	0.000	45.0	-0.000	0.000
0.00	14.58	0.00	0.000	0.000	6.916	11.175	0.000	45.0	-6.916	6.916
0.00	16.67	0.00	0.000	0.000	13.646	10.476	0.000	45.0	-13.646	13.646
0.00	18.75	0.00	0.000	0.000	19.955	9.237	0.000	45.0	-19.955	19.955
0.00	20.83	0.00	0.000	0.000	25.499	7.319	0.000	45.0	-25.499	25.499
0.00	22.92	0.00	0.000	0.000	29.694	4.443	0.000	45.0	-29.694	29.694
0.00	25.00	0.00	0.000	0.000	31.360	0.000	0.000	45.0	-31.360	31.360
1.82	0.00	0.00	0.000	0.000	-29.800	0.000	3.872	45.0	-29.800	29.800
1.82	2.08	0.22	5.162	4.487	-28.300	3.665	3.189	-44.7	-23.477	33.126
1.82	4.17	0.41	8.881	6.892	-24.433	6.235	2.089	-43.8	-16.566	32.340
1.82	6.25	0.57	11.513	8.297	-19.192	8.014	1.375	-42.6	-9.354	29.164
1.82	8.33	0.69	13.278	9.119	-13.153	9.183	0.844	-40.5	-2.118	24.515
1.82	10.42	0.76	14.298	9.551	-6.674	9.848	0.403	-35.2	4.841	19.008
1.82	12.50	0.78	14.631	9.686	-0.000	10.064	0.000	-0.0	9.686	14.631
1.82	14.58	0.76	14.297	9.551	6.674	9.848	-0.403	35.2	4.841	19.008
1.82	16.67	0.69	13.278	9.119	13.153	9.183	-0.844	40.5	-2.118	24.515
1.82	18.75	0.57	11.513	8.297	19.192	8.014	-1.375	42.6	-9.354	29.164
1.82	20.83	0.41	8.881	6.892	24.433	6.235	-2.089	43.8	-16.567	32.340
1.82	22.92	0.22	5.161	4.487	28.300	3.665	-3.189	44.7	-23.478	33.127
1.82	25.00	0.00	0.000	0.000	29.801	0.000	-3.872	45.0	-29.801	29.801
3.63	0.00	0.00	0.000	0.000	-25.919	0.000	6.387	45.0	-25.919	25.919

3.63	2.08	0.41	8.077	7.978	-24.746	2.417	5.433	-44.9	-16.719	32.774
3.63	4.17	0.78	14.389	12.722	-21.583	4.380	3.790	-43.9	-8.044	35.154
3.63	6.25	1.09	19.080	15.581	-17.086	5.839	2.569	-42.1	0.155	34.506
3.63	8.33	1.32	22.312	17.263	-11.768	6.833	1.598	-38.9	7.751	31.824
3.63	10.42	1.45	24.206	18.146	-5.988	7.409	0.768	-31.6	14.465	27.887
3.63	12.50	1.50	24.829	18.422	-0.000	7.597	0.000	-0.0	18.422	24.829
3.63	14.58	1.45	24.205	18.146	5.987	7.409	-0.767	31.6	14.466	27.886
3.63	16.67	1.32	22.312	17.262	11.768	6.833	-1.598	38.9	7.751	31.823
3.63	18.75	1.09	19.079	15.580	17.086	5.839	-2.569	42.1	0.155	34.505
3.63	20.83	0.78	14.388	12.722	21.583	4.380	-3.790	43.9	-8.044	35.154
3.63	22.92	0.41	8.076	7.978	24.747	2.417	-5.433	44.9	-16.720	32.774
3.63	25.00	0.00	0.000	0.000	25.920	0.000	-6.387	45.0	-25.920	25.920
5.45	0.00	0.00	0.000	0.000	-20.874	0.000	8.085	45.0	-20.874	20.874
5.45	2.08	0.58	9.851	10.591	-20.003	1.625	7.006	44.5	-9.786	30.228
5.45	4.17	1.10	17.847	17.334	-17.582	3.030	5.070	-44.6	0.006	35.175
5.45	6.25	1.53	23.976	21.542	-14.020	4.128	3.512	-42.5	8.687	36.832
5.45	8.33	1.85	28.289	24.058	-9.707	4.900	2.212	-38.9	16.239	36.108
5.45	10.42	2.04	30.847	25.388	-4.954	5.356	1.069	-30.6	22.462	33.773
5.45	12.50	2.11	31.694	25.804	-0.000	5.507	0.000	-0.0	25.804	31.694
5.45	14.58	2.04	30.846	25.388	4.953	5.356	-1.069	30.6	22.462	33.773
5.45	16.67	1.85	28.288	24.058	9.706	4.900	-2.212	38.9	16.239	36.107
5.45	18.75	1.53	23.975	21.542	14.020	4.128	-3.512	42.5	8.686	36.831
5.45	20.83	1.10	17.846	17.334	17.583	3.030	-5.070	44.6	0.005	35.175
5.45	22.92	0.58	9.850	10.591	20.004	1.625	-7.006	-44.5	-9.787	30.227
5.45	25.00	0.00	0.000	0.000	20.875	0.000	-8.085	45.0	-20.875	20.875
7.26	0.00	0.00	0.000	0.000	-15.212	0.000	9.218	45.0	-15.212	15.212
7.26	2.08	0.70	10.940	12.460	-14.609	1.051	8.074	43.5	-2.929	26.329
7.26	4.17	1.34	19.989	20.738	-12.907	1.988	5.971	44.2	7.452	33.276
7.26	6.25	1.87	27.050	26.051	-10.346	2.742	4.199	-43.6	16.193	36.909
7.26	8.33	2.26	32.088	29.280	-7.193	3.285	2.669	-39.5	23.355	38.012
7.26	10.42	2.50	35.104	31.002	-3.680	3.610	1.296	-30.4	28.840	37.266
7.26	12.50	2.58	36.107	31.541	-0.000	3.718	0.000	-0.0	31.541	36.107
7.26	14.58	2.50	35.103	31.001	3.680	3.610	-1.296	30.4	28.840	37.265
7.26	16.67	2.26	32.087	29.279	7.192	3.285	-2.669	39.5	23.355	38.011
7.26	18.75	1.87	27.049	26.051	10.346	2.742	-4.199	43.6	16.192	36.908
7.26	20.83	1.34	19.988	20.738	12.907	1.988	-5.971	-44.2	7.451	33.275
7.26	22.92	0.70	10.938	12.460	14.610	1.051	-8.074	-43.5	-2.930	26.329
7.26	25.00	0.00	0.000	0.000	15.212	0.000	-9.218	45.0	-15.212	15.212
9.08	0.00	0.00	0.000	0.000	-9.227	0.000	9.917	45.0	-9.227	9.227
9.08	2.08	0.79	11.569	13.669	-8.873	0.593	8.738	41.6	3.684	21.554
9.08	4.17	1.50	21.229	22.978	-7.862	1.128	6.543	41.8	14.193	30.014
9.08	6.25	2.10	28.840	29.063	-6.323	1.566	4.642	44.5	22.628	35.275
9.08	8.33	2.54	34.314	32.806	-4.408	1.886	2.968	-40.1	29.088	38.032
9.08	10.42	2.81	37.609	34.817	-2.259	2.080	1.446	-29.1	33.558	38.869
9.08	12.50	2.90	38.709	35.449	-0.000	2.145	0.000	-0.0	35.449	38.709
9.08	14.58	2.81	37.609	34.817	2.259	2.080	-1.446	29.1	33.557	38.868
9.08	16.67	2.54	34.313	32.806	4.408	1.886	-2.968	40.1	29.088	38.031
9.08	18.75	2.10	28.839	29.063	6.323	1.566	-4.642	-44.5	22.627	35.274
9.08	20.83	1.50	21.228	22.977	7.862	1.128	-6.543	-41.8	14.192	30.013
9.08	22.92	0.79	11.567	13.669	8.873	0.593	-8.738	-41.6	3.683	21.553
9.08	25.00	0.00	0.000	0.000	9.228	0.000	-9.917	45.0	-9.228	9.228
10.89	0.00	0.00	0.000	0.000	-3.091	0.000	10.251	45.0	-3.091	3.091
10.89	2.08	0.83	11.857	14.264	-2.974	0.192	9.057	34.0	9.852	16.268
10.89	4.17	1.58	21.797	24.088	-2.638	0.366	6.820	33.3	20.066	25.819
10.89	6.25	2.21	29.661	30.569	-2.125	0.509	4.859	39.0	27.942	32.288

10.89	8.33	2.68	35.338	34.581	-1.483	0.615	3.116	-37.8	33.429	36.491
10.89	10.42	2.97	38.765	36.744	-0.761	0.679	1.521	-18.5	36.490	39.020
10.89	12.50	3.06	39.910	37.425	0.000	0.701	0.000	0.0	37.425	39.910
10.89	14.58	2.97	38.765	36.744	0.761	0.679	-1.521	18.5	36.490	39.019
10.89	16.67	2.68	35.338	34.581	1.483	0.615	-3.116	37.8	33.428	36.490
10.89	18.75	2.21	29.660	30.569	2.125	0.509	-4.859	-39.0	27.941	32.288
10.89	20.83	1.58	21.796	24.088	2.638	0.366	-6.820	-33.3	20.065	25.818
10.89	22.92	0.83	11.855	14.263	2.974	0.192	-9.057	-34.0	9.851	16.268
10.89	25.00	0.00	0.000	0.000	3.091	0.000	-10.251	45.0	-3.091	3.091
12.71	0.00	0.00	0.000	0.000	3.090	0.000	10.251	45.0	-3.090	3.090
12.71	2.08	0.83	11.857	14.264	2.973	-0.192	9.057	-34.0	9.853	16.268
12.71	4.17	1.58	21.797	24.088	2.638	-0.366	6.820	-33.3	20.067	25.818
12.71	6.25	2.21	29.661	30.569	2.125	-0.509	4.859	-39.0	27.942	32.288
12.71	8.33	2.68	35.338	34.581	1.483	-0.615	3.116	37.8	33.429	36.490
12.71	10.42	2.97	38.765	36.744	0.761	-0.679	1.521	18.5	36.490	39.019
12.71	12.50	3.06	39.910	37.425	0.000	-0.701	0.000	0.0	37.425	39.910
12.71	14.58	2.97	38.765	36.744	-0.761	-0.679	-1.521	-18.5	36.489	39.019
12.71	16.67	2.68	35.338	34.580	-1.483	-0.615	-3.116	-37.8	33.428	36.490
12.71	18.75	2.21	29.660	30.568	-2.125	-0.509	-4.859	39.0	27.941	32.287
12.71	20.83	1.58	21.796	24.087	-2.638	-0.366	-6.820	33.3	20.066	25.818
12.71	22.92	0.83	11.855	14.263	-2.973	-0.192	-9.057	34.0	9.852	16.267
12.71	25.00	0.00	0.000	0.000	-3.090	0.000	-10.251	45.0	-3.090	3.090
14.52	0.00	0.00	0.000	0.000	9.227	0.000	9.917	45.0	-9.227	9.227
14.52	2.08	0.79	11.569	13.669	8.872	-0.593	8.738	-41.6	3.685	21.553
14.52	4.17	1.50	21.229	22.977	7.861	-1.128	6.543	-41.8	14.193	30.013
14.52	6.25	2.10	28.840	29.062	6.322	-1.566	4.642	-44.5	22.628	35.274
14.52	8.33	2.54	34.314	32.806	4.407	-1.886	2.968	40.1	29.088	38.031
14.52	10.42	2.81	37.609	34.816	2.259	-2.080	1.446	29.1	33.557	38.868
14.52	12.50	2.90	38.709	35.448	0.000	-2.145	0.000	0.0	35.448	38.709
14.52	14.58	2.81	37.609	34.816	-2.259	-2.080	-1.446	-29.1	33.557	38.868
14.52	16.67	2.54	34.313	32.806	-4.407	-1.886	-2.968	-40.1	29.088	38.030
14.52	18.75	2.10	28.838	29.062	-6.322	-1.566	-4.642	44.5	22.627	35.274
14.52	20.83	1.50	21.228	22.977	-7.862	-1.128	-6.543	41.8	14.192	30.012
14.52	22.92	0.79	11.567	13.669	-8.873	-0.593	-8.738	41.6	3.683	21.553
14.52	25.00	0.00	0.000	0.000	-9.227	0.000	-9.917	45.0	-9.227	9.227
16.34	0.00	0.00	0.000	0.000	15.211	0.000	9.218	45.0	-15.211	15.211
16.34	2.08	0.70	10.940	12.460	14.609	-1.051	8.074	-43.5	-2.929	26.329
16.34	4.17	1.34	19.989	20.737	12.906	-1.988	5.971	-44.2	7.451	33.275
16.34	6.25	1.87	27.050	26.050	10.346	-2.742	4.199	43.6	16.192	36.908
16.34	8.33	2.26	32.088	29.279	7.193	-3.285	2.669	39.5	23.355	38.012
16.34	10.42	2.50	35.103	31.000	3.680	-3.610	1.296	30.4	28.839	37.265
16.34	12.50	2.58	36.107	31.540	0.000	-3.718	0.000	0.0	31.540	36.107
16.34	14.58	2.50	35.103	31.000	-3.680	-3.610	-1.296	-30.4	28.839	37.264
16.34	16.67	2.26	32.087	29.278	-7.192	-3.285	-2.669	-39.5	23.355	38.011
16.34	18.75	1.87	27.049	26.050	-10.346	-2.742	-4.199	-43.6	16.192	36.907
16.34	20.83	1.34	19.988	20.737	-12.907	-1.988	-5.971	44.2	7.451	33.275
16.34	22.92	0.70	10.938	12.460	-14.610	-1.051	-8.074	43.5	-2.930	26.328
16.34	25.00	0.00	0.000	0.000	-15.212	0.000	-9.218	45.0	-15.212	15.212
18.15	0.00	0.00	0.000	0.000	20.874	0.000	8.085	45.0	-20.874	20.874
18.15	2.08	0.58	9.851	10.591	20.003	-1.625	7.006	-44.5	-9.786	30.227
18.15	4.17	1.10	17.847	17.333	17.582	-3.030	5.070	44.6	0.006	35.174
18.15	6.25	1.53	23.976	21.541	14.020	-4.128	3.512	42.5	8.686	36.831
18.15	8.33	1.85	28.288	24.057	9.707	-4.900	2.212	38.9	16.238	36.107
18.15	10.42	2.04	30.846	25.387	4.954	-5.356	1.069	30.6	22.460	33.773
18.15	12.50	2.11	31.694	25.802	0.000	-5.507	0.000	0.0	25.802	31.694

18.15	14.58	2.04	30.846	25.387	-4.953	-5.356	-1.069	-30.6	22.461	33.772
18.15	16.67	1.85	28.288	24.056	-9.706	-4.900	-2.212	-38.9	16.238	36.106
18.15	18.75	1.53	23.975	21.541	-14.020	-4.128	-3.512	-42.5	8.686	36.830
18.15	20.83	1.10	17.846	17.333	-17.583	-3.030	-5.070	-44.6	0.005	35.174
18.15	22.92	0.58	9.850	10.591	-20.004	-1.625	-7.006	44.5	-9.787	30.227
18.15	25.00	0.00	0.000	0.000	-20.875	0.000	-8.085	45.0	-20.875	20.875
19.97	0.00	0.00	0.000	0.000	25.920	0.000	6.387	45.0	-25.920	25.920
19.97	2.08	0.41	8.076	7.977	24.747	-2.417	5.433	44.9	-16.720	32.774
19.97	4.17	0.78	14.389	12.721	21.583	-4.380	3.790	43.9	-8.045	35.154
19.97	6.25	1.09	19.080	15.579	17.086	-5.839	2.569	42.1	0.154	34.505
19.97	8.33	1.32	22.312	17.261	11.769	-6.833	1.598	38.9	7.750	31.823
19.97	10.42	1.45	24.205	18.145	5.988	-7.409	0.768	31.6	14.464	27.886
19.97	12.50	1.50	24.829	18.420	0.000	-7.597	0.000	0.0	18.420	24.829
19.97	14.58	1.45	24.205	18.145	-5.988	-7.409	-0.768	-31.6	14.464	27.886
19.97	16.67	1.32	22.312	17.261	-11.768	-6.833	-1.598	-38.9	7.750	31.822
19.97	18.75	1.09	19.079	15.579	-17.086	-5.839	-2.569	-42.1	0.154	34.505
19.97	20.83	0.78	14.388	12.721	-21.584	-4.380	-3.790	-43.9	-8.045	35.154
19.97	22.92	0.41	8.076	7.977	-24.747	-2.417	-5.433	-44.9	-16.721	32.774
19.97	25.00	0.00	0.000	0.000	-25.920	0.000	-6.387	45.0	-25.920	25.920
21.78	0.00	0.00	0.000	0.000	29.801	0.000	3.872	45.0	-29.801	29.801
21.78	2.08	0.22	5.162	4.486	28.301	-3.665	3.189	44.7	-23.478	33.127
21.78	4.17	0.41	8.881	6.891	24.433	-6.235	2.089	43.8	-16.568	32.340
21.78	6.25	0.57	11.513	8.296	19.192	-8.014	1.375	42.6	-9.355	29.164
21.78	8.33	0.69	13.278	9.118	13.154	-9.183	0.844	40.5	-2.119	24.515
21.78	10.42	0.76	14.297	9.550	6.675	-9.848	0.403	35.2	4.839	19.008
21.78	12.50	0.78	14.631	9.684	0.000	-10.064	0.000	0.0	9.684	14.631
21.78	14.58	0.76	14.297	9.550	-6.674	-9.848	-0.403	-35.2	4.840	19.007
21.78	16.67	0.69	13.278	9.118	-13.153	-9.183	-0.844	-40.5	-2.119	24.514
21.78	18.75	0.57	11.513	8.296	-19.192	-8.014	-1.375	-42.6	-9.355	29.164
21.78	20.83	0.41	8.881	6.891	-24.434	-6.235	-2.089	-43.8	-16.568	32.340
21.78	22.92	0.22	5.161	4.486	-28.301	-3.665	-3.189	-44.7	-23.479	33.127
21.78	25.00	0.00	0.000	0.000	-29.801	0.000	-3.872	45.0	-29.801	29.801
23.60	0.00	0.00	0.000	0.000	31.360	0.000	0.000	45.0	-31.360	31.360
23.60	2.08	0.00	0.000	0.000	29.694	-4.443	0.000	45.0	-29.694	29.694
23.60	4.17	0.00	0.000	0.000	25.499	-7.319	0.000	45.0	-25.499	25.499
23.60	6.25	0.00	0.000	0.000	19.956	-9.237	0.000	45.0	-19.956	19.956
23.60	8.33	0.00	0.000	0.000	13.647	-10.476	0.000	45.0	-13.647	13.647
23.60	10.42	0.00	0.000	0.000	6.917	-11.175	0.000	45.0	-6.917	6.917
23.60	12.50	0.00	0.000	0.000	0.000	-11.401	0.000	45.0	-0.000	0.000
23.60	14.58	0.00	0.000	0.000	-6.916	-11.175	0.000	45.0	-6.916	6.916
23.60	16.67	0.00	0.000	0.000	-13.646	-10.476	0.000	45.0	-13.646	13.646
23.60	18.75	0.00	0.000	0.000	-19.956	-9.237	0.000	45.0	-19.956	19.956
23.60	20.83	0.00	0.000	0.000	-25.500	-7.319	0.000	45.0	-25.500	25.500
23.60	22.92	0.00	0.000	0.000	-29.694	-4.443	0.000	45.0	-29.694	29.694
23.60	25.00	0.00	0.000	0.000	-31.361	0.000	0.000	45.0	-31.361	31.361

ALLEGATI

RISOLUZIONE TRAVATA C

TRAVATA LATO OSPEDALE - REAZIONI DALLA LASTRA

DATI DI CONTROLLO

Numero delle aste 6
Numero dei nodi 7
Modulo elastico [Kg/cm²] 250000

COORDINATE DEI NODI

Nodo	X [m]	Y [m]	Nodo	X [m]	Y [m]
1	0	0	2	1.94	0
3	3.88	0	4	5.82	0
5	7.76	0	6	9.7	0
7	11.64	0			

CARATTERISTICHE DELLE ASTE

ASTA Num.	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza [m]	Area [cm ²]	Inerzia [dm ⁴]
1	1	2	1.94	9500	714
2	2	3	1.94	9500	714
3	3	4	1.94	9500	714
4	4	5	1.94	9500	714
5	5	6	1.93	9500	714
6	6	7	1.94	9500	714

VINCOLAMENTO DELLA STRUTTURA

=====

Numero dei nodi vincolati

3

Nodo	Traslazione orizzontale	Traslazione verticale	Rotazione
1	Libera	Impedita	Libera
4	Libera	Impedita	Libera
7	Impedita	Libera	Impedita

CARICHI SULLE TRAVI

=====

Asta n.	Carico tangente [t/m]	Carico normale [t/m]
1	0	2.2
2	0	5.4
3	0	7.5
4	0	9.2
5	0	9.899999
6	0	10.2

CARICHI E CEDIMENTI NODALI

=====

Unita' di misura : t , tm , cm , rad.

Nodo	Asse X	Asse Y	Rotaz.o coppie
------	--------	--------	----------------

SPOSTAMENTI DEI NODI
=====

Nodo	Ux [cm]	Uy [cm]	F1 [rad]
1	0	0	2.65048E-04
2	0	-.0478134	2.055385E-04
3	0	-6.711519E-02	-5.479233E-05
4	0	0	-7.293307E-04
5	0	.2005251	-1.16955E-03
6	0	.4008493	-7.923646E-04
7	0	.4810813	0

SOLLECITAZIONI AGLI ESTREMI DELLE ASTE
=====

Asta	Nodo iniz.	M[tm]	T[t]	N[t]	Nodo fin.	M[tm]	T[t]	N[t]
1	1	0	4.22	0	2	-12.34	-8.49	0
2	2	12.33	8.479999	0	3	-38.97	-18.97	0
3	3	38.96	18.96	0	4	-89.88	-33.52	0
4	4	89.87	-56.85	0	5	3.09	38.99	0
5	5	-3.1	-39	0	6	60.1	19.78	0
6	6	-60.11	-19.79	0	7	79.3	0	0

TRAVATA LATO OSPEDALE - PESO PROPRIO

D A T I G E O M E T R I C I

Numero delle campate

3

RIGIDITA' DEI PILASTRI $[dm]^4/[M]$

N. PILASTRO	J/L PILASTRO SUPERIORE	J/L PILASTRO INFERIORE
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0

DATI GEOMETRICI E DI CARICO DELLE CAMPATE

N. CAMPATA	LUNGHEZZA [m]	MOM. D'INERZIA [dm ⁴]	C A R I C H I [t / m]	
			PERMANENTE	ACCIDENTALE
1	5.8	1	2.375	0
2	11.6	1	2.375	0
3	5.8	1	2.375	0

SOLLECITAZIONI PER OGNI CAMPATA

N. CAMPATA	MOMENTI [tm]			TAGLI [t]	
	SINISTRA	MEZZERIA	DESTRA	SINISTRA	DESTRA
1	0	-1.249	-22.471	3.013	-10.762
2	-22.471	17.477	-22.471	13.775	-13.775
3	-22.471	-1.249	-.001	10.761	-3.014

ALLEGATI

RISOLUZIONE TRAVATA D

TRAVATA LATO PARCHEGGIO - REAZIONI DALLA LASTRA
=====

DATI DI CONTROLLO
=====

Numero delle aste 6
Numero dei nodi 7
Modulo elastico [Kg/cm²] 250000

COORDINATE DEI NODI
=====

Nodo	X [m]	Y [m]	Nodo	X [m]	Y [m]
1	0	0	2	1.94	0
3	3.88	0	4	5.82	0
5	7.76	0	6	9.7	0
7	11.64	0			

CARATTERISTICHE DELLE ASTE
=====

ASTA Num.	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza [m]	Area [cm ²]	Inerzia [dm ⁴]
1	1	2	1.94	9500	714
2	2	3	1.94	9500	714
3	3	4	1.94	9500	714
4	4	5	1.94	9500	714
5	5	6	1.93	9500	714
6	6	7	1.94	9500	714

VINCOLAMENTO DELLA STRUTTURA

=====

Numero dei nodi vincolati

3

Nodo	Traslazione orizzontale	Traslazione verticale	Rotazione
1	Libera	Impedita	Libera
4	Libera	Impedita	Libera
7	Impedita	Impedita	Impedita

CARICHI SULLE TRAVI

=====

Asta n.	Carico tangente [t/m]	Carico normale [t/m]
1	0	2.2
2	0	5.4
3	0	7.5
4	0	9.2
5	0	9.899999
6	0	10.2

CARICHI E CEDIMENTI NODALI

=====

Unita' di misura : t , tm , cm , rad.

Nodo	Asse X	Asse Y	Rotaz.o coppie
1	Fx= 0	Vy= 0	M = 0
2	Fx= 0	Fy= 0	M = 0
3	Fx= 0	Fy= 0	M = 0
4	Fx= 0	Vy= 0	M = 0
5	Fx= 0	Fy= 0	M = 0
6	Fx= 0	Fy= 0	M = 0
7	Ux= 0	Vy= 0	F1= 0

SPOSTAMENTI DEI NODI

=====

Nodo	Ux [cm]	Uy [cm]	Fi [rad]
1	0	0	-8.920992E-05
2	0	1.327622E-02	-3.06321E-05
3	0	9.246768E-03	6.329316E-05
4	0	0	-2.081727E-05
5	0	1.471075E-02	-6.741604E-05
6	0	.013948	7.359762E-05
7	0	0	0

SOLLECITAZIONI AGLI ESTREMI DELLE ASTE

=====

Asta	Nodo iniz.	M[tm]	T[t]	N[t]	Nodo fin.	M[tm]	T[t]	N[t]
1	1	-.01	-6.98	0	2	9.390001	2.71	0
2	2	-9.399999	-2.72	0	3	4.49	-7.77	0
3	3	-4.5	7.76	0	4	-24.68	-22.32	0
4	4	24.67	-26.98	0	5	10.33	9.12	0
5	5	-10.34	-9.13	0	6	9.399999	-10.09	0
6	6	-9.41	10.08	0	7	-29.35	-29.87	0

TRAVATA LATO PARCHEGGIO - PESO PROPRIO

D A T I G E O M E T R I C I

Numero delle campate

4

RIGIDITA' DEI PILASTRI $[dm]^4/[M]$

N. PILASTRO	J/L PILASTRO SUPERIORE	J/L PILASTRO INFERIORE
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0

DATI GEOMETRICI E DI CARICO DELLE CAMPATE

N. CAMPATA	LUNGHEZZA [m]	MOM. D'INERZIA [dm ⁴]	C A R I C H I PERMANENTE	[t / m] ACCIDENTALE
1	5.8	1	2.375	0
2	5.8	1	2.375	0
3	5.8	1	2.375	0
4	5.8	1	2.375	0

SOLLECITAZIONI PER OGNI CAMPATA

N. CAMPATA	MOMENTI [tm]			TAGLI [t]	
	SINISTRA	MEZZERIA	DESTRA	SINISTRA	DESTRA
1	0	5.706	-8.561	5.411	-8.3640
2	-8.561	2.853	-5.707	7.379	-6.396
3	-5.707	2.853	-8.561	6.395	-7.38
4	-8.561	5.706	0	8.363	-5.412

10. Dimensionamento delle opere di fondazione della zona carico e scarico

a) Trave longitudinale di fondazione lato ospedale.

Le caratteristiche geometriche della trave di fondazione longitudinale lato Ospedale vengono riportate nella seguente fig. 13; la fig. 14 riporta, invece la condizione di carico adottata.

La risultante dei carichi verticali è pari a 3260 KN, l'area di impronta delle fondazioni è di 58 m² circa e quindi la pressione di contatto media fra la fondazione ed il terreno da mettere in conto per il calcolo delle sollecitazioni nella trave risulta:

$$p_m = 3260/58 = 60.00 \text{ KN/m}^2.$$

Con riferimento allo schema di carico riportato nella fig. 14, si ha :

$$q_1 = 60.00 \times 1.60 = 96 \text{ KN/m},$$

$$q_2 = 60.00 \times 4.00 = 240 \text{ KN/m}.$$

La seguente fig. 15 riporta il diagramma dei momenti flettenti per la trave in esame. Il valore massimo del momento flettente è pari a :

$$M = 3640 \text{ KNm}, \quad 3640 \times 10^6 \text{ Nmm};$$

l'armatura disposta all'intradosso della sezione è costituita da 27 barre $\Phi 24$ pari a 12204 mm².

La verifica a flessione viene condotta adottando :

$$b = 1.20 \text{ m},$$

$$H = 1.80 \text{ m},$$

$$h = 1.70 \text{ m},$$

$$A_s = 12204 \text{ mm}^2,$$

$$\sigma_c = 8.5 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_s = 260.00 \text{ N/mm}^2.$$

La verifica di resistenza porge :

$$\sigma_c = 7.0 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2.$$

In corrispondenza della mezzeria della campata centrale, si ha :

$$M = 2320 \text{ KNm},$$

l'armatura disposta all'intradosso della trave nella sezione considerata è costituita da 18 $\Phi 24$ (8136 mm²); la verifica di resistenza porge:

$$\sigma_s = 190 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_c = 5.0 \text{ N/mm}^2.$$

Il valore massimo del taglio si verifica in corrispondenza della sezione 2; esso vale :

$$V_{\max} = 96 \times 4.30 + 240 \times 2.00 + 250 = 1143 \text{ KN};$$

la tensione tangenziale corrispondente vale :

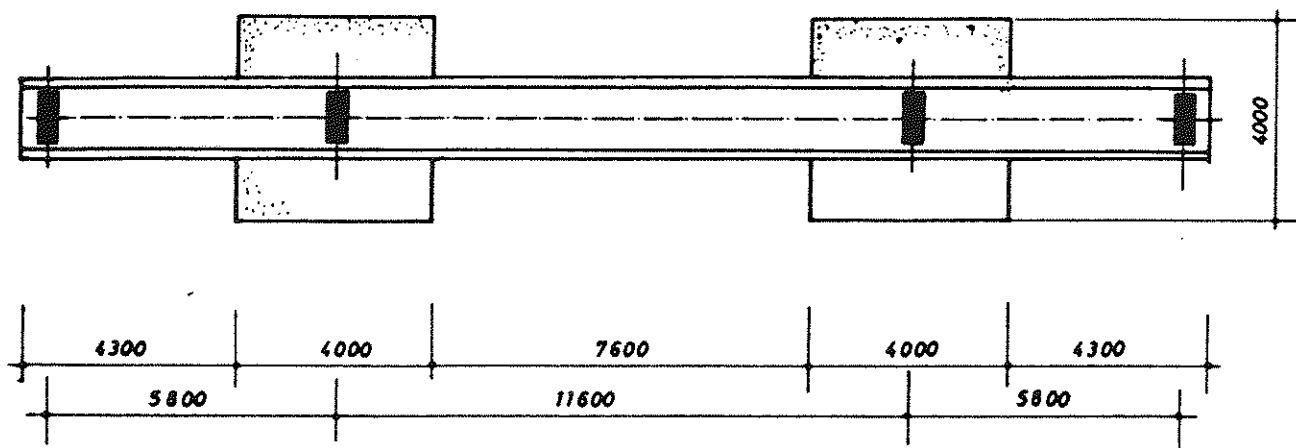


Fig. 13: Trave di fondazione lato ospedale (zona carico - scarico)

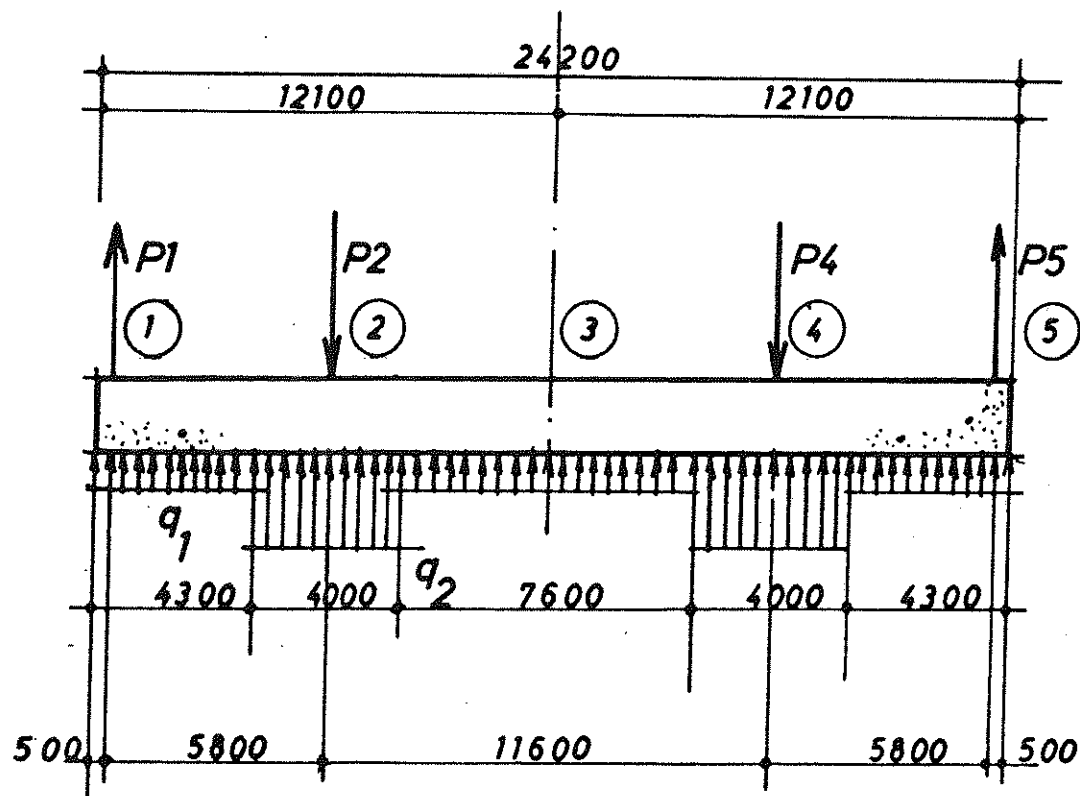


Fig. 14: Trave di fondazione lato ospedale: schema di calcolo

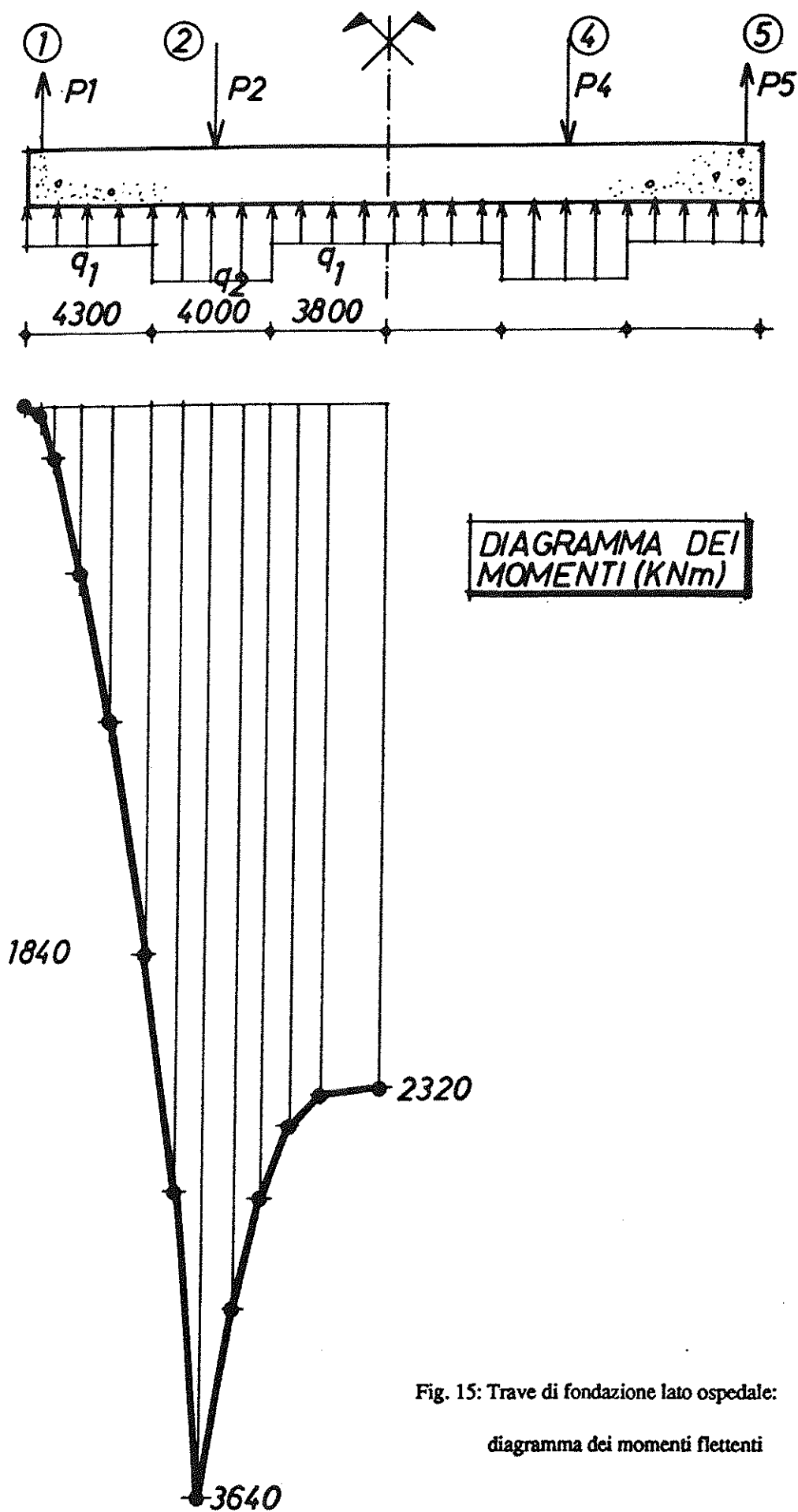


Fig. 15: Trave di fondazione lato ospedale:
diagramma dei momenti flettenti

$$\tau_{\max} = 1143000 \times 1000 / 0.9 \times 1200 \times 1700 = 0.62 \text{ N/mm}^2;$$

l'area delle staffe viene dimensionata come segue :

$$A_s = 1143000 \times 1000 / 0.9 \times 260 \times 1700 = 2873 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Si dispongono staffe $\Phi 14/200$ a 4 bracci per i primi 4 m di trave in corrispondenza dei pilastri 2 e 4; nelle parti rimanenti della trave si dispongono staffe $\Phi 10/250$ a quattro bracci.

Si valuta l'armatura trasversale da disporre negli allargamenti sotto ai pilastri 2 e 4; i calcoli vengono eseguiti con riferimento ai valori :

$$\begin{aligned} p &= 60 \text{ KN/m}^2, \\ q &= 60 \text{ KN/m}, \\ R &= 60 \times 2.00 = 120 \text{ KN}. \end{aligned}$$

(si veda in proposito l'allegata fig. 16).

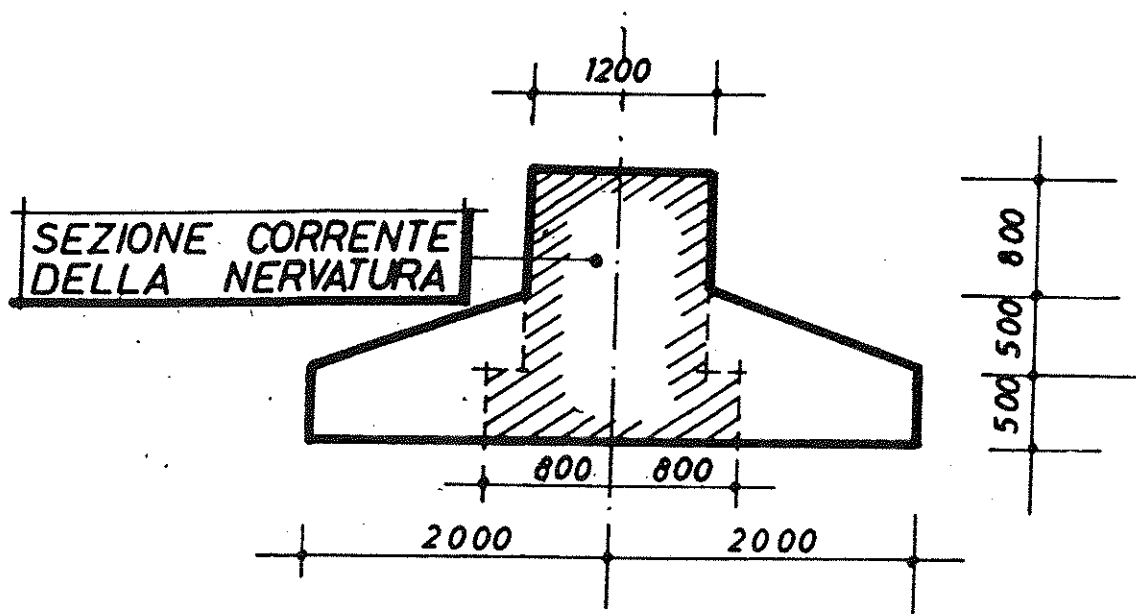


Fig. 16: Trave di fondazione lato ospedale: sezione trasversale in corrispondenza dei pilastri intermedi

Il momento valutato in asse trave vale :

$$m = 120 \times 1.00 = 120 \text{ KNm/m},$$

quindi il momento totale vale:

$$M = 120 \times 4.00 = 480 \text{ KNm}.$$

L'armatura trasversale d'intradosso della regione considerata è costituita da 15 Φ 16 (3000 mm²); la verifica per flessione porge:

$$\sigma_s = 190 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_c = 2.1 \text{ N/mm}^2.$$

Si dispone inoltre nel plinto una armatura di ripartizione pari a 1 Φ 8/25" (200 mm²/m).

Per una completa descrizione delle armature della trave longitudinale lato parcheggio si vedano gli allegati elaborati grafici.

Si segnala, infine, che, tenendo conto del peso proprio della fondazione, la pressione di contatto col terreno assume il valore di 95 KN/m².

b) Trave longitudinale lato parcheggio.

La trave continua di fondazione lato parcheggio viene dimensionata con riferimento allo schema statico riportato nella seguente fig.17.

La pressione di contatto adottata per il calcolo delle sollecitazioni nella trave vale, dunque:

$$p = 1100 \times 2 + 1150 / 24.20 \times 2.00 = 70 \text{ KN/m}^2.$$

Il diagramma dei momenti flettenti viene schematicamente riportato nella seguente fig.17. Si conducono le verifiche di resistenza per flessione con riferimento ai valori :

$$M_2 = 2750 \text{ KNm},$$

$$M_3 = 3750 \text{ KNm};$$

nella sezione 2 e nella sezione 3 vengono disposti all'intradosso della trave rispettivamente 20 Φ 24 (9040 mm²) e 27 Φ 24 (12200 mm²).

Le verifiche di resistenza per flessione porgono, rispettivamente:

$$\sigma_c = 5.80 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_c = 7.00 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_s = 204 \text{ N/mm}^2.$$

Il valore massimo del taglio è pari a 900 KN, al quale corrisponde una tensione tangenziale massima di 0.50 N/mm². Si dispongono su tutta la trave staffe Φ 10/250 a 4 bracci.

Tenendo conto del peso della fondazione, la pressione di contatto con il terreno è pari a 100 KN/m².

11. Dimensionamento dei solai prefabbricati e della armature integrative da aggiungere in opera

Le caratteristiche geometriche del solaio tipico sono rappresentate nella seguente fig.18.

I calcoli che seguiranno vengono sviluppati con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

- peso proprio del solaio:

$$3.50 \text{ KN/m}^2,$$

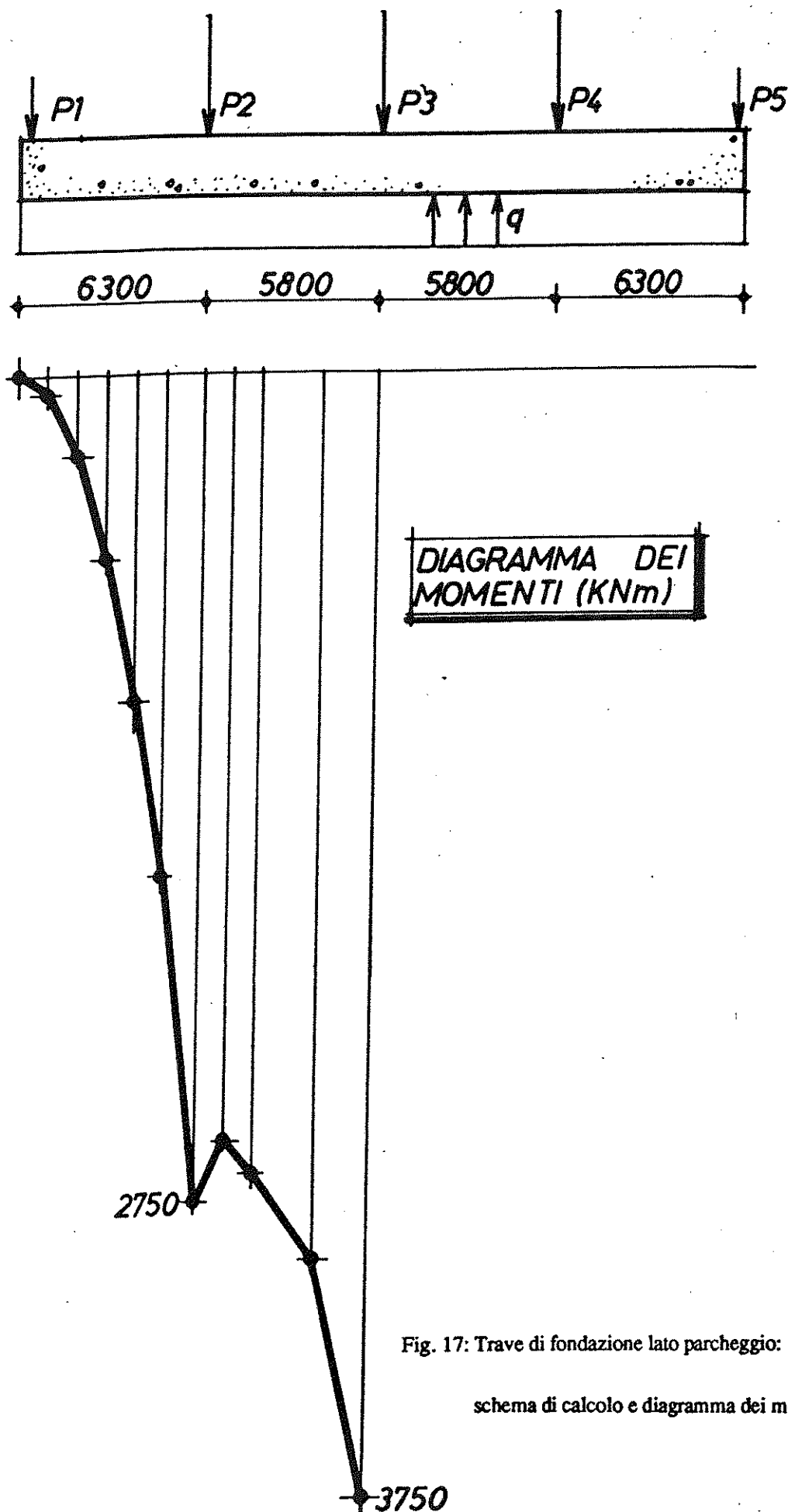


Fig. 17: Trave di fondazione lato parcheggio:

schema di calcolo e diagramma dei momenti flettenti

- peso proprio del solaio: 3.50 KN/m^2 ,
- sovraccarichi permanenti ed accidentali: 4.00 KN/m^2 ,
- luce del solaio: 6.00 m ,
- luce netta fra gli appoggi: 5.60 m .

11.1 Calcolo delle sollecitazioni in regime transitorio

In fase transitoria il solaio sopporta in semplice appoggio il peso proprio e quello dei getti di completamento effettuati nei canali.

Il carico che impegna il solaio vale:

$$q = 3.50 \times 1.92 = 6.72 \text{ KN/m},$$

e dunque il momento in mezzzeria che, in fase transitoria, impegna ogni pannello di solaio è pari a:

$$M_m = 6.72 \times 5.60^2 / 8 = 26.46 \text{ KNm}$$

11.2 Calcolo delle sollecitazioni in regime di esercizio

In fase definitiva il solaio, in continuità, deve sopportare la azione dei sovraccarichi (permanenti ed accidentali):

$$\Delta q = 7.70 \text{ KN/m},$$

$$\Delta M = 7.70 \times 6^2 / 12 = 23.10 \text{ KNm}.$$

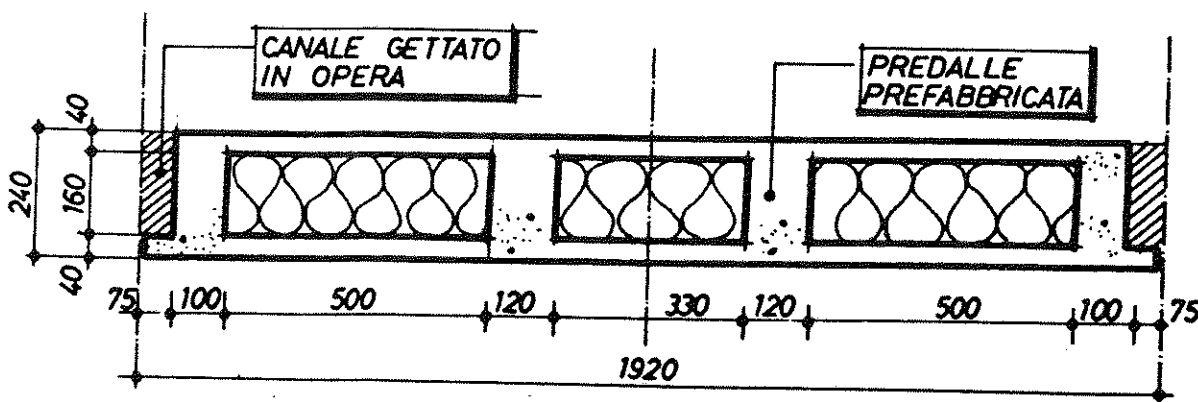


Fig. 18: Sezione trasversale del solaio tipico

Il momento flettente totale per il quale debbono essere dimensionate le armature della mezzeria del solaio vale, dunque:

$$M_{\text{tot}} = 26.46 + 23.10 = 49.56 = 50 \text{ KNm.}$$

Si dispone all' intradosso di ogni pannello di solaio:

- rete $\Phi 5/150 \times 150$ nella controsoletta inferiore:	240 mm ² ,
- 2 $\Phi 5$ per ogni traliccio:	160 mm ² ,
- 2 $\Phi 8$ aggiuntivi per ogni travetto:	400 mm ² ,
- 1 $\Phi 16$ aggiuntivo in ognuno dei canali gettati in opera:	200 mm ² ,
- Totale:	1000 mm ² .

La verifica di resistenza per flessione porge:

$$\sigma_s = 258 \text{ N/mm}^2, \quad \sigma_c = 5.40 \text{ N/mm}^2.$$

11.3 Valutazione delle tensioni tangenziali

Il carico massimo che impegna ogni pannello di solaio è pari a :

$$q = (3.50 + 4.00) \times 1.92 = 14.40 \text{ KN/m,}$$

il taglio massimo vale dunque:

$$V = 14.40 \times 5.60/2 = 40.32 \text{ KN;}$$

la tensione tangenziale massima è pari a :

$$\tau_{\text{max}} = 40.32 \times 10^3 / 210 \times 590 \times 0.9 = 0.50 \text{ N/mm}^2.$$

11.4 Valutazione delle deformazioni in regime transitorio

Il momento di inerzia del solaio è pari a :

$$J = 1.58 \times 10^{-3} \text{ m}^4;$$

il carico che impegna il solaio in regime transitorio vale:

$$q = 6.72 \text{ KN/m;}$$

adottando:

$$E = 25 \times 10^6 \text{ KN/m}^2,$$

si ha:

$$f = 5 \times 6.72 \times 5.604/384 \times 25 \times 10^6 \times 1.58 \times 10^{-3} = 0.22 \times 10^{-2} \text{ m (2.2mm).}$$

Fig. 19: Sezione trasversale del solaio con $h = 210$ mm

12. Riferimenti normativi

Si riportano nel seguito le indicazioni normative fondamentali seguite per la redazione del progetto esecutivo della struttura in oggetto e quelle da seguire all'atto della realizzazione e della esecuzione dei necessari controlli.

- Progetto, calcolo ed esecuzione delle strutture
in conglomerato cementizio armato ed a struttura metallica: D.M. 27.7.85,
- opere di fondazione e di contenimento dei terreni: D.M. 21.1.81,
- carichi agenti sulle strutture: C. M. LL. PP. 18591 (9.11.1978).

- Modalità e quantità di prelievo dei conglomerati: D.M. 27.7.1985,
- preparazione e stagionatura dei provini in conglomerato: UNI 6127 - 73 ed UNI FA 72 (1976),
- forma e dimensione dei provini per prove a compressione: UNI 6130 - 72,
- determinazione della resistenza a compressione: UNI 6132 - 72,
- prove sui pali di fondazione: D.M. 21.1.81,
- prelievi e prove per acciai ad aderenza migliorata: D.M. 27.7.85,
- acciaio per carpenteria metallica: D.M. 27.7.85,
- profilati, barre, piatti, lamiere: UNI 7070,
- profili cavi: UNI 7806 ed UNI 7070,
- elettrodi per saldature: UNI 5132 - 74,
- saldature di I classe, esame radiografico: UNI 7278 - 74 raggruppamento B,
- saldature di II classe, esame radiografico: UNI 7278 - 74 raggruppamento F,
- viti: UNI 3740/3a - 74 ed UNI 5712 - 75,
- dadi: UNI 3740/4a - 74 ed UNI 5713 - 75,
- rosette: UNI 5715 - 75 ed UNI 5716 - 75,
- piastriane: UNI 5715 - 75 ed UNI 5716 - 75.

Prof. Ing. Claudio Ceccoli

Dott. Ing. Daniele Biondi

Dott. Ing. Giorgio Serafini

Bologna, dicembre 1986