REGIONE LOMBARDIA
ASSESSORATO ALLA SANITA'

AZIENDA UNITA' SANITARIA LOCALE N°30 DI DESIO

INTERVENTI DI EDILIZIA SANITARIA EX ART.20 LEGGE 11/03/1988 N°67

AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE

DEL

PRESIDIO OSPEDALIERO

DI

DESIO (MI)

PROGETTO ESECUTIVO

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESE

CAPOGRUPPO MANDATARIA

STUDIO SPERI
SOCIETA' DI INGEGNERIA

INGEGNERI ASSOCIATI S.r.l.
- Roma -

OGGETTO :

PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO DELL'EDIFICIO PRINCIPALE

SCALA	DATA
	26 MARZO '96

DISEGNO N° S02

SOSTITUISCE DISEGNO N°

SOSTITUISCE DISEGNO N°

AGGIORNAMENTI

N°	DATA	DESCRIZIONE	VISTO	POS. ARCH.

1. PREMESSA

1.1 Elevazione

L'ampliamento del complesso ospedaliero di Desio prevede la realizzazione di un edificio di 4 piani avente dimensioni planimetriche di ml. 87,00 x 36,60. L'edificio si compone di un piano interrato e tre piani fuori terra. Il piano interrato è destinato a magazzino, mentre i piani superiori son adibiti a degenze, sale operatorie e laboratori di analisi.

Le strutture sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e prevedono la realizzazione di travi a spessore disposte secondo una maglia strutturale quadrata di ml. 7,20 di lato e pilastri di forma rettangolare negli allineamenti interni e quadrata lungo gli allineamenti perimetrali.

I solai, sono del tipo a soletta prefabbricata alleggeriti con blocchi di polistirolo da completarsi con getto di calcestruzzo in opera. Lo spessore complessivo è di cm 45.

In dettaglio i solai sono costituiti dai seguenti elementi:

- una lastra tralicciata inferiore prefabbricata dello spessore di cm 5, contenente i tralicci di collegamento per la formazione dei travetti e le armature per la resistenza al momento di campata;
- travetti formati in opera dai getti di completamento della larghezza di cm 12 in numero di tre per ogni lastra tralicciata da cm 120;
- blocchi di polistirolo dell'altezza di cm 35;
- soletta superiore dello spessore di cm 5 armata con rete elettrosaldata.

Per la ripartizione dei sovraccarichi accidentali è prevista realizzazione di travetti rompitratta posti normalmente alla direzione di tessitura dei solai.

La scala principale, così come gli ascensori per i pubblico, i montacarichi ed i cavedi principali sono realizzati all'interno di sei nuclei in calcestruzzo disposti lungo gli allineamenti interni dell'edificio ed in modo tale da limitare l'insorgere di eccentricità.

Malgrado la zona non sia classificata come sismica, vista la particolare destinazione dell'opera, le strutture sono state calcolate con un coefficiente di sismicità S = 6 e coefficiente di protezione sismica I = 1.4. Le strutture sono state calcolate con l'ausilio del programma di calcolo Modest 5, modellatore strutturale che opera con il metodo degli elementi finiti utilizzando come solutore il SAP 90.

1.2 Fondazioni

Il terreno di fondazione è costituito prevalentemente da sabbie e ghiaie c diverso grado di addensamento. A partire da q. -11.00 m dal piano di riferimen tale terreno diviene estremamente addensato con valori di Nspt che superar sempre il valore di 50 ed una $\sigma t > 5$ Kg/cm^2

Sono state pertanto adottate fondazioni di tipo superficiale costituite da plin isolati collegati da cordoli per l'assorbimento delle azioni flettenti derivanti d eventuali azioni sismiche, come previsto dalla normativa vigente impostati all quota di -11.50 ml dal piano di riferimento.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella progettazione delle strutture è stata osservata la seguente normativa tecnica:

- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 9 Gennaio 1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- D.M. 16 Gennaio 1996: "Norme tecniche per le costruzioni sismiche";
- D.M. 16 Gennaio 1996: "Aggiornamento delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- C.N.R. - U.N.I. 10011-86 del 31 Dicembre 1992: "Costruzioni in acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- C.N.R. - U.N.I. 10025 - 84 del 14 Dicembre 1984: "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";

3. MATERIALI DI CUI SI PREVEDE L'IMPIEGO E SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

Per tutte le strutture in fondazione verrà impiegato calcestruzzo avente:

$$R'_{ck} \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

Le massime sollecitazioni ammissibili per tale tipo di calcestruzzo sono:

$\sigma_c = 60 + (250 - 150)/4 = 85.00 \text{ Kg/cm}^2$

per sollecitazioni di flessione o pressoflessione

$\sigma'_c = 0.7 \times \sigma_c = 59.50 \text{ Kg/cm}^2$

per sollecitazioni di pressione semplice.

Si eseguirà la verifica delle armature al taglio se si avrà:

$\tau > \tau_{c0} = 4 + (250 - 150)/75 = 5.33 \text{ Kg/cm}^2$

e la massima sollecitazione tangenziale non dovrà superare il valore:

$\tau_{c1} = 14 + (250 - 150)/35 = 16.85 \text{ Kg/cm}^2$

Per tutte le strutture in elevazione verrà impiegato calcestruzzo avente:

$$R'_{ck} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2$$

Le massime sollecitazioni ammissibili per tale tipo di calcestruzzo sono:

$\sigma_c = 60 + (300 - 150)/4 = 97.50 \text{ Kg/cm}^2$

per sollecitazioni di flessione o pressoflessione

$\sigma'_c = 0.7 \times \sigma_c = 68.25 \text{ Kg/cm}^2$

per sollecitazioni di pressione semplice.

Si eseguirà la verifica delle armature al taglio se si avrà:

$\tau > 4 + (300 - 150)/75 = 6.00 \text{ Kg/cm}^2$

e la massima sollecitazione tangenziale non dovrà superare il valore:

$\tau_{c1} = 14 + (300 - 150)/35 = 18.28 \text{ Kg/cm}^2$

Per le armature sarà impiegato acciaio FeB 44 k controllato in stabilimento con tensione ammissibile $\sigma_s = 2600 \text{ Kg/cm}^2$.

4. SOVRACCARICHI DI PROGETTO

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sulle strutture vengono considerati i seguenti sovraccarichi utili, in armonia con le normative vigenti e con le richieste del committente:

- locali deposito	500 Kg/m^2
- locali degenza e comuni	350 Kg/m^2
- blocco operatorio	500 Kg/m^2
- laboratori	500 Kg/m^2
- piano copertura	300 Kg/m^2
- scale	500 Kg/m^2

5. CALCOLO DEI SOLAI

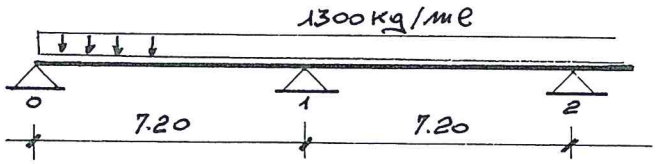
5.1 Solai in opera

- Solaio tipo: analisi dei carichi

- Peso solaio h = 45 cm		
- Cappa sp. cm 5	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
- Incidenza travetti	(3 x 0.12 x 0.35)x2500/1.20	263.00 Kg/m^2
- Lastra tralicciata	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
	Peso solaio	513.00 Kg/m^2
- Sottofondo pavimento	0.13 x 1300	170.00 Kg/m^2
- Pavimento		40.00 Kg/m^2
- Incidenza murature		120.00 Kg/m^2
- Impianti		50.00 Kg/m^2
- Controsoffitto		40.00 Kg/m^2
	Totale permanente	933.00 ≈ 950 Kg/m^2
	Sovraccarico accidentale	350.00 Kg/m^2

Lo schema di calcolo è quello di trave continua su appoggi multipli.

- Schema di calcolo



$M_1 = 1300 \times 7.20^2/10 = 6739.20$ Kgm/ml

$M_2 = 1300 \times 7.20^2/12 = 5616.00$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

$M_1 = 6739.20 \times 1.20 = 8087.04$ Kgm

$M_2 = 5616.00 \times 1.20 = 6739.20$ Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_1 = (8087.04 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 8.91$ cm^2

Si dispongono 1 ϕ 16 + 1 ϕ 18/60 (Af = 9.10 cm^2 > 8.91).

$Af_2 = (6739.20 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 7.43$ cm^2

Si dispongono 2 ϕ 16/60 (Af = 8.04 cm^2 > 7.43).

In campata si assumono i momenti:

$M_{0-1} = 1300 \times 7.20^2/12 = 5616.00$ Kgm/ml

$M_{1-2} = 1300 \times 7.20^2/14 = 4813.71$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

$M_{0-1} = 5616.00 \times 1.20 = 6739.20$ Kgm

$M_{1-2} = 4813.71 \times 1.20 = 5776.46$ Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_{0-1} = (6739.20 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2500) = 7.13$ cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 16/predalla ($Af_{tot} = 1.18 + 6.03 = 7.21$ cm^2 > 7.13).

$Af_{1-2} = (5776.46 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 6.37$ cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 16/predalla ($Af_{tot} = 1.18 + 6.03 = 7.21$ cm^2 > 6.37).

Per la verifica al taglio si ottiene:

$T_{max} = 1300 \times 7.20 \times 0.60 = 5616$ Kg/ml

Considerando una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 si ottiene:

$T = 5616 \times 1.20 = 6739.20$ Kg

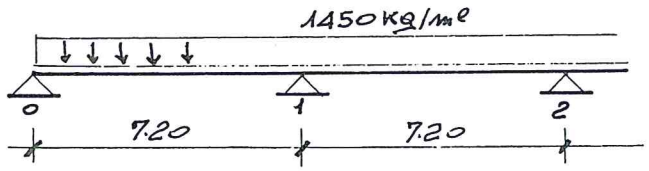
$\tau = 6739.20/(0.9 \times 3 \times 42 \times 12) = 4.95$ Kg/cm^2 < τ_{c0}.

- Solaio blocco operatorio: analisi dei carichi

- Peso solaio h = 45 cm		
- Cappa sp. cm 5	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
- Incidenza travetti	(3 x 0.12 x 0.35)x2500/1.20	263.00 Kg/m^2
- Lastra tralicciata	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
	Peso solaio	513.00 Kg/m^2
- Sottofondo pavimento	0.13 x 1300	170.00 Kg/m^2
- Pavimento		40.00 Kg/m^2
- Incidenza murature		120.00 Kg/m^2
- Impianti		50.00 Kg/m^2
- Controsoffitto		40.00 Kg/m^2
	Totale permanente	933.00 $\approx$ 950 Kg/m^2
	Sovraccarico accidentale	500.00 Kg/m^2

Lo schema di calcolo è quello di trave continua su appoggi multipli.

- Schema di calcolo



$M_1 = 1450 \times 7.20^2/10 = 7517.00$ Kgm/ml

$M_2 = 1450 \times 7.20^2/12 = 6264.00$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

$M_1 = 7517.00 \times 1.20 = 9020.40$ Kgm

$M_2 = 6264.00 \times 1.20 = 7516.80$ Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_1 = (9020.40 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 9.94$ cm^2

Si dispongono 2 ϕ 18/60 (Af = 10.16 cm^2 > 9.94).

$Af_2 = (7516.80 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 8.29$ cm^2

Si dispongono 1 ϕ 16 + 1 ϕ 18/60 (Af = 9.10 cm^2 > 8.29).

In campata si assumono i momenti:

$M_{0-1} = 1450 \times 7.20^2/12 = 6264.00$ Kgm/ml

$M_{1-2} = 1450 \times 7.20^2/14 = 5369.20$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

$M_{0-1} = 6264.00 \times 1.20 = 7516.80$ Kgm

$M_{1-2} = 5369.20 \times 1.20 = 6443.04$ Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_{0-1} = (7516.80 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 8.29$ cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 18/predalla (Af_{tot} = 1.18 + 7.62 = 8.80 cm^2 > 8.29).

$Af_{1-2} = (6443.04 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 7.10$ cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 16/predalla (Af_{tot} = 1.18 + 6.03 = 7.21 cm^2 > 7.10).

Per la verifica al taglio si ottiene:

$T_{max} = 1450 \times 7.20 \times 0.60 = 6264.00$ Kg/ml

Considerando una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 si ottiene:

$T = 6264.00 \times 1.20 = 7516.80$ Kg

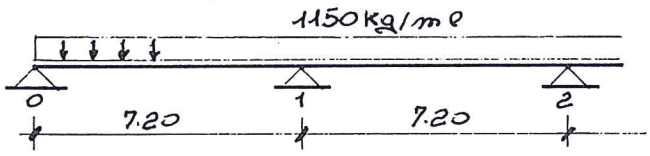
$\tau = 7516.80/(0.9 \times 3 \times 42 \times 12) = 5.52$ Kg/cm^2 $< \tau_{c0}$.

- Solaio di copertura: analisi dei carichi

- Peso solaio h = 45 cm		
- Cappa sp. cm 5	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
- Incidenza travetti	(3 x 0.12 x 0.35)x2500/1.20	263.00 Kg/m^2
- Lastra tralicciata	0.05 x 2500	125.00 Kg/m^2
	Peso solaio	513.00 Kg/m^2
- Pendenza sp. med cm 13: 0.13 x 800		104.00 Kg/m^2
- Pavimento in quadrotti di cls		100.00 Kg/m^2
- Impermeabilizzazione		20.00 Kg/m^2
- Impianti		50.00 Kg/m^2
- Controsoffitto		40.00 Kg/m^2
	Totale permanente	827.00 $\approx$ 850 Kg/m^2
	Sovraccarico accidentale	300.00 Kg/m^2

Lo schema di calcolo è quello di trave continua su appoggi multipli.

- Schema di calcolo



$M_1 = 1150 \times 7.20^2/10 = 5961.60$ Kgm/ml

$M_2 = 1150 \times 7.20^2/12 = 4968.00$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

$M_1 = 5961.60 \times 1.20 = 7153.92$ Kgm

$M_2 = 4968.00 \times 1.20 = 5961.60$ Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_1 = (7153.92 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 7.89$ cm^2

Si dispongono 2 ϕ 16/60 (Af = 8.04 cm^2 > 7.89).

$Af_2 = (5961.60 \times 100)/(0.9 \times 42 \times 2400) = 6.57$ cm^2

Si dispongono 1 ϕ 16 + 1 ϕ 14/60 (Af = 7.10 cm^2 > 6.57).

In campata si assumono i momenti:

$M_{0\text{-}1} = 1150 \times 7.20^2/12 = 4968.00$ Kgm/ml

$M_{1\text{-}2} = 1150 \times 7.20^2/14 = 4258.30$ Kgm/ml

Il momento che compete ad una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 risulta:

M_{0-1} = 4968.00 x 1.20 = 5961.60 Kgm

M_{1-2} = 4258.30 x 1.20 = 5109.94 Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

Af_{0-1} = (5961.60 x 100)/(0.9 x 42 x 2400) = 6.57 cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 16/predalla (Af_{tot} = 1.18 + 6.03 = 7.21 cm^2 > 6.57).

Af_{1-2} = (5109.94 x 100)/(0.9 x 42 x 2400) = 5.63 cm^2

Impiegando tralicci elettrosaldati tipo BAUSTA ϕ 8/5/5, in zona positiva si hanno a disposizione 3 x 2 ϕ 5 con un'area metallica Af = 1.18 cm^2.

Si dispongono ad integrazione 3 ϕ 14/predalla (Af_{tot} = 1.18 + 4.62 = 5.80 cm^2 > 5.63).

Per la verifica al taglio si ottiene:

T_{max} = 1150 x 7.20 x 0.60 = 4968.00 Kg/ml

Considerando una striscia di solaio della larghezza di ml. 1.20 si ottiene:

T = 4968.00 x 1.20 = 5961.60 Kg

τ = 5961.60/(0.9 x 3 x 42 x 12) = 4.38 Kg/cm^2 < τ_{c0}.

5.2 Scale principali

- RAMPE

Le scale vengono realizzate mediante rampe prefabbricate in calcestruzzo armat appoggiate ai pianerottoli. I carichi che agiscono su di esse vengono forniti dal seguente analisi:

- Soletta	0.135 x 1.50 x 2500/0.902	562.00 Kg/ml
- Incidenza gradini	(0.162 x 0.30 x 1.50/2)x2500/0.30	304.00 Kg/ml
- Rivestimento		14.00 Kg/ml
	Totale permanente	880.00 Kg/ml
- Sovraccarico accidentale	500 x 1.50	750.00 Kg/ml

Lo schema di calcolo è quello di trave appoggiata; il momento massimo risulta:

M = 1630 x $4.16^2/8 \approx$ 3526 Kgm

L'armatura necessaria ad assorbire tale sollecitazione risulta:

Af = (3526 x 100)/(0.9 x 10 x 2400) = 16.32 cm^2

La soletta viene armata con 15 ϕ 12 inferiori (Af = 16.95 cm^2 > 16.32) e 15 ϕ 10 superiori (Af = 11.85 cm^2).

Il valore del taglio su cui eseguire la verifica risulta:

T = 1630 x 4.16/2 = 3390.4 Kg

La verifica dà:

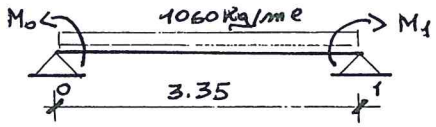
τ = 3390.4/(0.9 x 10 x 150) = 2.51 $Kg/cm^2 < \tau_{c0}$.

- PIANEROTTOLI

Per i pianerottoli, realizzati con solette piene dello spessore di cm 20, vale la seguente analisi dei carichi:

- Peso soletta	0.20 x 2500	500.00 Kg/m^2
- Sottofondo pavimento	0.05 x 800	40.00 Kg/m^2
- Pavimento in gomma		20.00 Kg/m^2
	Totale permanente	560.00 Kg/m^2
- Sovraccarico accidentale		500.00 Kg/m^2

Adottando uno schema statico di semi-incastro su una striscia di solaio di larghezza unitaria le sollecitazioni risultano:



$M_0 = M_1$ = 1060 x 3.35^2/18 = 660.9 Kgm/ml

L'armatura necessaria ad assorbire tali sollecitazioni risulta:

$Af_0 = Af_1$ = (660.9 x 100)/(0.9 x 17 x 2200) = 1.97 cm^2/ml

Si dispone superiormente una rete elettrosaldata ϕ 10/15 x 15 (Af = 5.23 cm^2/ml > 1.97).

In campata si assume il momento:

M_{0-1} = 1060 x 3.35^2/8 = 1487.0 Kgm/ml

L'armatura necessaria ad assorbire tale sollecitazione risulta:

Af_{0-1} = (1487.0 x 100)/(0.9 x 17 x 2200) = 4.42 cm^2

Si dispone inferiormente una rete elettrosaldata ϕ 10/15 x 15 (Af = 5.23 cm^2/ml > 4.42).

Il valore del taglio su cui eseguire la verifica risulta:

T = 1060 x 3.35/2 = 1775.5 Kg

La verifica dà:

τ = 1775.5/(0.9 x 17 x 100) = 1.16 $Kg/cm^2 < \tau_{c0}$.

- MENSOLE DI APPOGGIO DELLE RAMPE

Le mensole di appoggio delle rampe sono soggette alla reazione delle stesse. Pe
ogni metro di appoggio si ottiene:

$R = 3390.4/1.50 = 2260.3$ Kg/ml

La sollecitazione flettente indotta sulla mensola risulta:

$M = 2260.3 \times 10 \times 2/3 = 15068.5$ Kgcm

L'armatura necessaria ad assorbire tale sollecitazione risulta:

$Af = 15068.5/(0.9 \times 9 \times 2200) = 0.85$ cm^2/ml

Si dispone una staffatura ϕ 8/15 (Af = 3.33 cm^2/ml > 0.85).

Il valore del taglio su cui eseguire la verifica risulta:

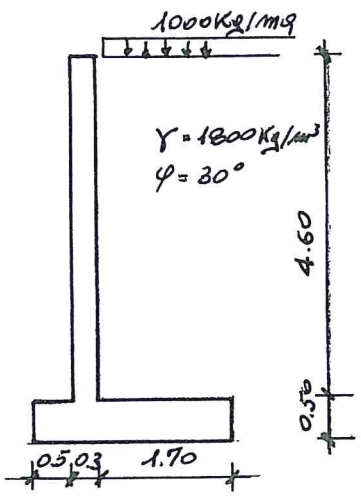
$T = 2260.3$ Kg/ml

La verifica dà:

$\tau = 2260.3/(0.9 \times 9 \times 100) = 2.79$ Kg/cm$^2 < \tau_{c0}$.

6. MURI DI SOSTEGNO

Il calcolo viene eseguito analizzando le sezioni di altezza massima ed estendendo le armature così determinate ai tratti di altezza minore.



$h_0 = 1000/1800 = 0.56$ ml

Ka = 0.333

La spinta agente sulla parete risulta:

$S = 5.10x(5.10+2x0.56)x1800x0.333/2 \approx 9507.0$ Kg/ml

$e = 5.10x(5.10+3x0.56)/[3x(5.10+2x0.56)] \approx 1.85$ ml

$M_r = 9507.0 \times 1.85 = 17588.0$ Kgm/ml

Il peso del complesso muro-rinterro, trascurando l'effetto del sovraccarico accidentale, risulta:

- Peso muro (0.30x4.60+0.5x2.50)x2500	6575.0 Kg/ml
- Rinterro 1.70x4.60x1800	14076.0 Kg/ml
Totale	20651.0 Kg/ml

Il momento stabilizzante risulta:

$M_s = 3450.0x0.65 + 3125x1.25 + 14076.0x1.65 = 29374.15$ Kgm/ml

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento risulta:

$\eta_r = 29374.15/17588.0 \approx 1.67 > 1.5$

Il coefficiente di sicurezza allo slittamento è:

$\eta_s = 20651.0 \times tg33/9507.0 = 1.41 > 1.3$

Il momento globale agente rispetto al centro della fondazione è:

$M = 17588.0 - 14076.0 \times 0.40 + 3450.0 \times 0.65 = 14200.1$ Kgm/ml

N = 20651.0 Kg/ml

$e = M/N = 14200.1/20651.0 \approx 0.69$ ml > h/6 = 0.41 ml

La tensione massima sul terreno risulta:

$\sigma_t = 2 \times N/(3 \times u \times b) = 2 \times 20651/[3 \times (125-69) \times 100] = 2.46$ Kg/cm^2

- Progetto delle armature

Allo spiccato della parete la sollecitazione risulta:

$S = 4.60 \times (4.60 + 2 \times 0.56)x1800 \times 0.333/2 = 7885.7$ Kg/ml

$e = 4.60x(4.60 + 3 \times 0.56)/[3 \times (4.60 + 2 \times 0.56)] = 1.68$ ml

$M = 7885.7 \times 1.68 = 13275.2$ Kgm/ml

Per il progetto dell'armatura si ottiene:

Af = 13275.2 x 100/(0.9 x 26 x 2400) = 23.64 cm^2/ml

Si dispongono 10 ϕ 20/ml (Af = 31.42 cm^2 > 23.64).

- Zattera di fondazione

Assumendo lo schema di calcolo a mensola e trascurando la reazione del te
si ottiene:

M = 14076.0x0.85 +2125.0 x 0.85 = 13770.9 Kgm/ml

Per il progetto dell'armatura si ottiene:

Af = 13770.9 x 100/(0.9 x 45 x 2400) = 14.17 cmq/ml

Si dispongono 10 ϕ 14/ml (Af = 15.39 cm^2 > 14.17).