



MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E

DIREZIONE NAZIONALE DEGLI ARMAMENTI

DIREZIONE GENERALE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

REPARTO PROGETTI

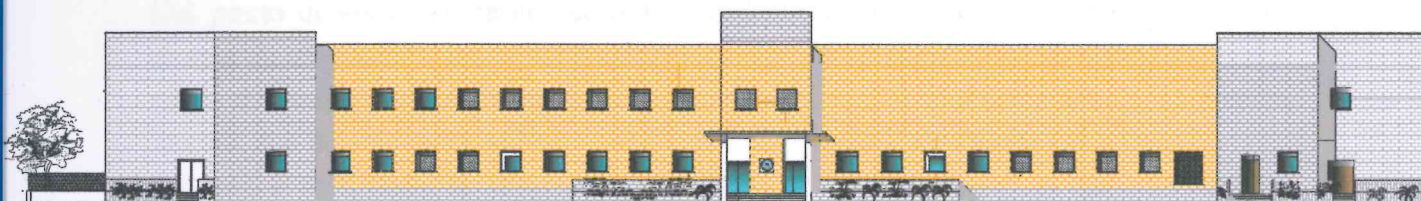


LOCALITA'

MARISTAER GROTTAGLIE - TARANTO

OGGETTO

JSF - COSTRUZIONE NUOVA PALAZZINA COMANDO
OPERAZIONI DI GRUPAER



PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O.
(FOR OFFICIAL USE ONLY)

Elaborato



RELAZIONE DI CALCOLO

Data

Progettista

Prof. Ing. Vincenzo LAUDAZI

Prof. Ing. VINCENZO LAUDAZI
ALBO DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI PISA N. 376

Collaboratore

Dott. Ing. Giuseppe TRIPODI

Ing. GIUSEPPE TRIPODI
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N. 2039 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

Responsabile del Procedimento in Fase di Progettazione

Ten. Col. G.A. r. n. FUGARO Matteo

LAU S.r.l. STUDIO TECNICO PROF. ING. VINCENZO LAUDAZI

V. Volturmo n° 9 - 56126 - PISA

Tel. 050 23036 - fax 050 23237 sti.pisa@yahoo.it

C.F. e P.I. 01998860504

CAPITOLO 7142-01

C.E. 045609

I.D. 2677



MINISTERO DELLA DIFESA

SEGRETARIATO GENERALE DELLA DIFESA E

DIREZIONE NAZIONALE DEGLI ARMAMENTI

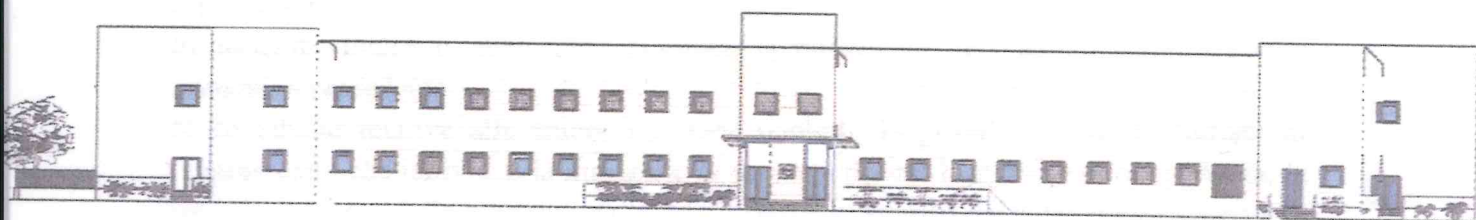
DIREZIONE DEI LAVORI E DEL DEMANIO

REPARTO PROGETTI



LOCALITA' **MARISTAER GROTTAGLIE - TARANTO**

OGGETTO **JSF - COSTRUZIONE NUOVA PALAZZINA COMANDO
OPERAZIONI DI GRUPAER**



PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O.
(FOR OFFICIAL USE ONLY)

Elaborato



INTEGRAZIONE ALLA RELAZIONE DI CALCOLO

Tavola

Scala

Data

Progettista

Prof. Ing. Vincenzo LAUDAZI

LAUS.r.l. STUDIO TECNICO P.E.P. Ing. VINCENZO LAUDAZI
V. Voltorno n° 9 - 56126 - PISA ALBO DEGLI INGEGNERI
Tel. 050 23036 - fax 050 23237 sp.pisa@studio.it
C.F. e P.I. 01998860564 DELLA PROVINCIA DI PISA N. 376.

Collaboratore

Dott. Ing. Giuseppe TRIPODI

Ing. GIUSEPPE TRIPODI
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 2039 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE

Responsabile del Procedimento in Fase di Progettazione

Ten. Col. G.A. r. n. FUGARO Matteo

CAPITOLO 7142 - 01

C.E. 045609

LD. 2677

MINISTERO DELLA DIFESA
COSTRUZIONE NUOVA PALAZZINA COMANDO/OPERAZIONI DI GRUPAER
CON AREE DI SICUREZZA JAFAN 6/9 IN GROTTAGLIE
CODICE ESIGENZA 045609 - ID 2677
RELAZIONE DI CALCOLO

1.- Generalità.

La presente relazione di calcolo è sviluppata fino al grado di dettaglio necessario per la definizione compiuta del proporzionamento degli elementi strutturali. Si prende in considerazione la condizione di carico in assenza di sisma per le azioni verticali e i carichi sismici per quelle orizzontali.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è organizzato in tre corpi separati in elevato, emergenti da un'unica fondazione a platea impostata a circa due metri di profondità dal piano di campagna. Il corpo centrale, denominato C, è di ingresso e serve i due corpi laterali, A e B, destinati a uffici.

Per tutti e tre i corpi la struttura è realizzata con travi e pilastri in cemento armato, integrati da getti in calcestruzzo in blocchi cassero in argilla espansa che perimetralmente presentano uno strato isolante termoacustico, previa introduzione di orditura metallica verticale e orizzontale. Detti getti realizzano una cortina di pilastri delle dimensioni minime di cm 15x15 in pianta intervallati di cm 50, che assolvono l'importante compito statico di abbattere drasticamente le sollecitazioni flettenti nelle travi.

Per soddisfare la normativa Jafan 6/9 per il corpo B, al piano primo, sede dell'area SAPF, il perimetro e i solai di calpestio e di copertura sono integralmente in cemento armato e costituiscono un involucro scatolare sostenuto al piano terra dalla struttura di cui si è detto. La copertura dei corridoi è una soletta dello spessore di cm 25 con funzione statica, mentre i solai sono ovunque solette, alleggerite con laterizio o polistirolo, realizzate con lastre predalle. Fa eccezione, come si è detto, l'area SAPF.

In relazione alla suddetta scelta progettuale il comportamento globale, per quanto attiene alle azioni orizzontali dovute al vento e al sisma, è quello tipico degli edifici scatolati. Conseguentemente per la determinazione della risposta ai carichi orizzontali l'edificio, sia per il corpo A che per il B viene assimilato a una mensola cilindrica incastrata alla base soggetta ad un carico distribuito pari al carico sismico. In sostanza i carichi di piano vengono riportati sulle murature. Si utilizza, quindi, la teoria classica della dinamica dei sistemi continui.

2.- Normative e materiali.

La normativa presa a riferimento è quella contenuta nelle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 integrate con la Circolare applicativa 2 febbraio 2009, n. 617, C.S.LL.PP.

I parametri assunti sono i seguenti:

A)Azioni sulle strutture:

Carichi permanenti G1: peso proprio di tutti gli elementi strutturali

Carichi permanenti G2: peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Carichi variabili Q: azioni di lunga durata;

Carichi sismici E: zona 4, classe S = 5.

B) Vita nominale per opere ordinarie $V_n > 10$

C) Classe e coefficiente d'uso per zone sismiche: classe II, $C_u = 1$;

D) Periodo di riferimento $V_n = 50$ anni; $V_r = 50$

E) Materiali:

Calcestruzzo classe C32/40, per la quale si assumono i seguenti parametri:

$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$; $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$; $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$; $f_{ctk,0,05} = 2,0$, $f_{ctk,0,95} = 3,8$; $E_{cm} = 32000$; $\epsilon_{cu} = -0,0035$; $\epsilon_{c2} = -0,002$; $\epsilon_{c3} = -0,00175$

Per le orditure metalliche si utilizza acciaio ad adherenza migliorata certificato in stabilimento B450C con le seguenti caratteristiche:

$$f_{yk} > 450; f_{tk} > 540; f_t/f_y > 1,15; f_y/f_{yk} < 1,25$$

3.- Valutazione della sicurezza.

Per l'edificio si considera una vita nominale > 10 anni; classe d'uso II (costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche essenziali) e conseguente coefficiente d'uso $C_u = 1$. Per le azioni sismiche, trattandosi di opere ordinarie in classe d'uso II, il periodo di riferimento $V_r = 50$ anni.

In relazione a tali parametri si effettuano i seguenti tipi di verifica:

Stati limite elastici SLE; stati limite ultimi SLU.

4.- Aspetti geologici.

Il sito su cui deve essere costruita la palazzina comando è stato oggetto di estesa ed esaustiva indagine geologica a firma del geologo Gianfranco Moro. Come si evince da tale indagine, il terreno di fondazione si presenta essenzialmente costituito da una copertura terrigena che si approfondisce per circa m 1,80 dalla superficie ripostante su depositi sabbiosi dello spessore di circa m 1,20, a loro volta impostati su depositi calcarenitici a coesione variabile fino alla profondità di circa 11 m, seguiti da depositi calcarei fratturati. Le rocce sono, pertanto, in prevalenza permeabili o per porosità oppure per fratturazione e consentono un rapido assorbimento dell'acqua meteorica, che nel territorio di Grottaglie, ha una altezza media annuale variabile tra i 650 e i 750 mm di pioggia.

Dal punto di vista sismico il territorio di Grottaglie è classificato come zona 4, con accelerazione massima al suolo

$$a_g = 0,05g$$

In base ai risultati della indagine geologica, i dati di macrozonazione risultano:

Velocità delle onde sismiche

$$V_{30} = 647 \text{ m/s}$$

Categoria del suolo B (rocce tenere o depositi molto consistenti)

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Categoria topografica

$$F_t = 1$$

Fattore di sottosuolo

$$S = 1,25$$

Accelerazione spettrale massima al suolo:

$$a_{\max} = 0,61 \text{ m/s}^2$$

Amplificazione sismica al suolo in superficie

$$F_a = 1,39$$

Incremento del fattore di fondazione

$$F_c = 1,1$$

Valore di rigidità sismica.

$$R_s = 1,16$$

Poiché il sito si trova in zona IV il periodo proprio fondamentale determinato come da normativa con la formula

$$T = CH^{3/4} \text{ con } C = 0,05$$

per i corpi A e B risulta ($H = 10,30 \text{ m}$)

$$T = 0,29 \text{ s}$$

5.- Spettro di risposta.

Il sito di Grottaglie ha le seguenti coordinate geografiche:

longitudine $17^\circ, 26'$ e latitudine $40^\circ, 32'$

L'accelerazione al suolo suggerita dalla relazione geologica, pari a $0,61 \text{ m/s}^2$ si identifica con un periodo di ritorno di 795 anni. Ritengo tale valutazione molto cautelativa. Per un periodo di ritorno pari a 50 anni le tavole allegate alla normativa forniscono $a_g = 0,274$, $F^\circ = 2,35$, $T_c = 0,27$.

Lo spettro di risposta che si assume viene determinato con i seguenti parametri:

per un periodo di ritorno di 50 anni si assume:

Spettro di risposta elastico

long.	$17^\circ, 26'$						
lat.	$40^\circ, 32'$		cat.suolo	B			$\xi = 5\%$
Tc	Fo	Ag	TB	TC	TD	S	η
0,274	2,35	0,274	0,05	0,15	1	1	1

6.- Analisi dei carichi.

6.1.- Corpo A

Carico sui solai

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Solaio di copertura

pavimento	40	kg/mq
malta di allettamento	36	kg/mq
impermeabilizzazione	30	kg/mq
Calcestruzzo alleggerito	120	kg/mq
soletta di ripartizione cm 5	120	kg/mq
solaio in laterocemento	270	kg/mq
Controsoffitto e pannello fonoisolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	646	
Sovraccarico fisso (impianti)	<u>100</u>	kg/mq
	Totale	746 kg/mq
Sovraccarico accidentale (neve)	<u>75</u>	kg/mq
	Totali	821 Kg/mq

Solaio piano primo

Pavimento	40	Kg/mq
malta di allettamento cm 2	36	kg/mq
Intonaco	30	kg/mq
sottofondo cls allegg. Cm 8	96	kg/mq
solaio in laterocemento	270	kg/mq
soletta di ripartizione cm 5	120	kg/mq
controsoffitto e pannello fono isolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	622	
Tramezzature	<u>200</u>	kg/mq
Totale	822	kg/mq
sovraccarico accidentale (uffici)	<u>200</u>	kg/mq
	Totali	1022

Solaio piano terra

Pavimento	40	kg/mq
malta di allettamento cm 2	36	kg/mq
cls alleggerito cm 12	120	kg/mq
soletta di ripartizione cm 5	120	kg/mq
solaio in laterocemento	270	kg/mq
sottofondo isolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	616	
sovraccarico accidentale (uffici)	<u>200</u>	kg/mq
	816	Kg/mq

6.2.- Corpo B

Analisi dei carichi

solaio di copertura

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Pavimento	40	kg/mq
malta di allettamento cm 2	36	kg/mq
impermeabilizzazione	30	kg/mq
cls alleggerito cm 12	120	kg/mq
soletta cm 25	625	kg/mq
controsoffitto e pannello fonoisolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	881	
sovraccarico fisso (impianti)	<u>100</u>	kg/mq
	Totale	981 kg/mq
sovraccarico accidentale (neve)	<u>75</u>	kg/mq
	Totali	1056

Solaio piano primo

Pavimento	40	kg/mq
malta di allettamento cm 2	36	kg/mq
Intonaco	30	kg/mq
sottofondo cls allegg. Cm 8	96	kg/mq
soletta cm 25	625	kg/mq
controsoffitto e pannello fonoisolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	857	
Tramezzature	<u>200</u>	kg/mq
Totale	1057	kg/mq
sovraccarico accidentale (uffici)	<u>200</u>	kg/mq
	Totali	1257

Solaio Piano Terra

Pavimento	40	kg/mq
malta di allettamento cm 2	36	kg/mq
cls alleggerito cm 12	120	kg/mq
soletta di ripartizione cm 5	120	kg/mq
solaio in laterocemento	270	kg/mq
sottofondo isolante	<u>30</u>	kg/mq
Totale	616	
sovraccarico accidentale (uffici)	<u>200</u>	kg/mq
Totale	<u>816</u>	Kg/mq

7.- Calcolo delle sollecitazioni**7.1.- Generalità.**

Per la determinazione delle sollecitazioni si considerano due condizioni di carico:

1.- Assenza di sisma: carichi verticali costituiti dal peso proprio e dal sovraccarico.

2.- Presenza di sisma: peso proprio più aliquota di normativa del sovraccarico.

Per il punto 1 si osserva che i carichi agenti sui solai vengono trasferiti, in relazione alle modalità costruttive adottate, direttamente sulla cortina di pilastri contenuti nella muratura, senza impegnare i telai longitudinali. Infatti le travi longitudinali si comportano sostanzialmente come dei cordoli. Il calcolo delle sollecitazioni viene effettuato in forma diretta valutando il contributo dei solai in funzione dell'interesse di competenza.

Per il punto 2 le azioni sismiche vengono determinate schematizzando l'edificio come una mensola incastrata alla base, di altezza pari a m 10,30 e di massa distribuita pari al carico globale agente alla base delle murature al piano terra diviso per l'altezza totale.

Dato il modesto valore del carico accidentale per la determinazione delle sollecitazioni non si effettua la riduzione del sovraccarico, ma si considera il carico totale.

Sempre con riferimento al punto 2 viene effettuata una valutazione delle azioni sismiche secondo la normativa precedente. Il computo viene effettuato come segue e i risultati sono riportati nelle tabelle dei carichi alla colonna sisma.

7.2. Valutazione delle azioni orizzontali.

7.2.1.- Introduzione.

Trattandosi, come detto, di zona a bassa sismicità, la normativa di riferimento (punto 2.7 delle N.T.C. 2008) prevede un grado di sismicità $s = 5$. Le masse soggette al sisma sono i pesi propri e i sovraccarichi permanenti più una aliquota di quelli accidentali. La valutazione delle azioni sismiche viene effettuata con analisi statica convenzionale, applicando l'azione combinata di due sistemi di azioni esterne:

a) azioni orizzontali e parallele alle direzioni di progetto prefissate, con risultante pari a

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

b) azioni verticali con risultante pari a

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon$$

con

$C = (s-2)/100$ = coefficiente di intensità sismica; s = grado di sismicità; R = coefficiente di risposta; i = coefficiente di protezione sismica; W = peso complessivo delle masse strutturali; β = coefficiente di struttura; ε = coefficiente di fondazione; $m = 2$.

Per il peso sismico si pone $W_i = G_i + s \cdot Q_i$, in cui G_i = peso permanente del piano i^{mo} ; Q_i = sovraccarico accidentale del piano i^{mo} ; $s = 0,33$ per abitazioni e uffici non aperti al pubblico; controllo spostamenti (danneggiabilità):

$$\eta_t = \eta_p \pm \lambda \eta_d$$

con λ funzione del coefficiente di protezione i .

Si assume: $s = 5$; $\beta = 1$ (struttura duttile); $i = 1,2$; $\lambda = 3$; $\varepsilon = 1$; $m = 2$; $R = 1$

per cui le forze sismiche risultano:

$$F_h = C \cdot R \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon = 0,03 \times 1 \times 1,2 \cdot W = 0,036 \cdot W$$

$$F_v = m \cdot C \cdot I \cdot W \cdot \beta \cdot \varepsilon = 2 \times 0,03 \times 1,2 \cdot W = 0,072 \cdot W$$

7.2.2.- Coefficienti di partecipazione.

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Per la determinazione dei coefficienti di partecipazione sia per il corpo A che per il corpo B si assume :

Area di piano $A_p = 571 \text{ mq}$; perimetro di piano $p = 103 \text{ m}$; lunghezza murature longitudinali interne $L_i = 2 \times 40,5 = 81 \text{ m}$.

Il peso delle murature trasversali è contenuto nella voce tramezzi.

Le masse ai piani, assunte, agli effetti della determinazione dei coefficienti di partecipazione, uguali per i due corpi, si determinano come segue:

copertura: massa muraria

$$384 \times 103 = 39552 = 40 \text{ t}$$

Piano primo: massa muraria

perimetrale $3520 \times 103 = 362560 = 363 \text{ t}$

interna: $1920 \times 81 = 155520 = 156 \text{ t}$

Piano terra: massa muraria

long. $3344 \times 103 = 344432 = 345 \text{ t}$

interne $1824 \times 81 = 147744 = 148 \text{ t}$

Poiché i carichi accidentali rappresentano una modesta frazione di quelli fissi e, quindi, non si ha sensibile vantaggio a effettuare la riduzione a un terzo prevista dalla norma, mediando tra i carichi di piano del corpo A e quelli del corpo B, si ottengono i seguenti coefficienti di partecipazione: copertura 1,394; I° piano 0,664.

Conseguentemente la condizione di carico 2 si ottiene considerando carichi orizzontali ottenuti moltiplicando quelli della condizione 1 per i coefficienti:

in copertura

$$0,036 * 1,394 = 0,0502$$

al primo piano

$$0,036 * 0,664 = 0,0239$$

sia nella direzione longitudinale x che in quella trasversale y.

7.2.3.- Caratteristiche degli elementi resistenti.

Le sollecitazioni vengono affidate ai pilastri inseriti nelle murature perimetrali attraverso i cordoli di ripartizione. Le travi portanti interne sia longitudinali che trasversali sono in spessore di solaio.

8.- Sollecitazioni sulle murature perimetrali.

8.1.- Allineamenti longitudinali corpo A

Copertura

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	p _{muro}	N (kg/m)	Sisma
AL1/1	2,80	0,2	2380	384	2764	139
AL1/2	3,45	0,2	2933	384	3317	166
AL2	2,85	0,2	2423	384	2807	141
AL3	2,80	0,2	2380	384	2764	139
AL4/1	4,50	0,2	3825	384	4209	211
AL4/2	3,90	0,2	3315	384	3699	186
AL5/1	4,50	0,2	3825	384	4209	211
AL5/2	3,90	0,2	3315	384	3699	182
AL6	0,00	0,2	0	384	384	19
AL7	2,85	0,2	2423	384	2807	141
AL8	3,45	0,2	2933	384	3317	167

Primo Piano

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	p _{mur} (kg/m)	Sisma	Nsup	Ninf
AL1/1	2,80	0,55	2940	3520	154	6460	9980
AL1/2	3,45	0,55	3623	3520	171	7143	10663
AL2	2,85	0,55	2993	3520	156	6513	10033
AL3	2,80	0,55	2940	3520	154	6460	9980
AL4/1	4,50	0,30	4725	1920	159	6645	8565
AL4/2	3,90	0,30	4095	1920	144	6015	7935
AL5/1	4,50	0,30	4725	1920	159	6645	8565
AL5/2	3,90	0,30	4095	1920	144	6015	7935
AL6	0,00	0,55	0	3520	77	3520	7040
AL7	2,85	0,55	2993	3520	156	6513	10033
AL8	3,45	0,55	3623	3520	171	7143	10663

Piano Terra

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	p _{mur} (kg/m)	Nsup	Ninf
AL1/1	2,80	0,55	2380	3344	12920	16264
AL1/2	3,45	0,55	2933	3344	14285	17629
AL2	2,85	0,55	2423	3344	13025	16369
AL3	2,80	0,55	2380	3344	12920	16264
AL4/1	4,50	0,30	3825	1824	13290	15114
AL4/2	3,90	0,30	3315	1824	12030	13854
AL5/1	4,50	0,30	3825	1824	13290	15114
AL5/2	3,90	0,30	3315	1824	12030	13854

Fondazioni

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	Nsup	Ninf
AL1/1	2,80	0,55	2380	18644	20969
AL1/2	3,45	0,55	2933	20562	22887
AL2	2,85	0,55	2423	18792	21117

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

AL3	2,80	0,55	2380	18644	20969
AL4/1	4,50	0,30	3825	18939	20489
AL4/2	3,90	0,30	3315	17169	18719
AL5/1	4,50	0,30	3825	18939	20489
AL5/2	3,90	0,30	3315	17169	18719
AL6	0,00	0,55	0	10384	11934
AL7	2,85	0,55	2423	18792	21117
AL8	3,45	0,55	2933	20562	22887

8.2.- Allineamenti longitudinali corpo B

I carichi vengono arrotondati come segue:

copertura $p = 1050 \text{ kg/m}^2$; piano primo $p = 1250 \text{ kg/m}^2$; piano terra $p = 850 \text{ kg/m}^2$

Copertura

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	p_{muro}	Sisma	N (kg/m)
BL1/1	2,80	0,2	2940	384	148	3324
BL1/2	3,45	0,2	3623	384	182	4007
BL2	2,85	0,2	2993	384	150	3377
BL3	2,80	0,2	2940	384	148	3324
BL4/1	4,50	0,2	4725	384	237	5109
BL4/2	3,90	0,2	4095	384	206	4479
BL5/1	4,50	0,2	4725	384	237	5109
BL5/2	3,90	0,2	4095	384	206	4479
BL6	0,00	0,2	0	384	0	384
BL7	2,85	0,2	2993	384	150	3377
BL8	3,45	0,2	3623	384	182	4007

Piano primo

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	$p_{\text{mur}}(\text{kg/m})$	Sisma	Nsup	Ninf
BL1/1	2,80	0,55	3500	3520	84	7020	10540
BL1/2	3,45	0,55	4313	3520	103	7833	11353
BL2	2,85	0,55	3563	3520	85	7083	10603

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

BL3	2,80	0,55	3500	3520	84	7020	10540
BL4/1	4,50	0,30	5625	1920	134	7545	9465
BL4/2	3,90	0,30	4875	1920	117	6795	8715
BL5/1	4,50	0,30	5625	1920	134	7545	9465
BL5/2	3,90	0,30	4875	1920	117	6795	8715
BL6	0,00	0,55	0	3520	0	3520	7040
BL7	2,85	0,55	3563	3520	85	7083	10603
BL8	3,45	0,55	4313	3520	103	7833	11353

Piano Terra

Allin.	inter.	s (m)	p (kg/m)	p _{mur} (kg/m)
BL1/1	2,80	0,55	2380	3344
BL1/2	3,45	0,55	2933	3344
BL2	2,85	0,55	2423	3344
BL3	2,80	0,55	2380	3344
BL4/1	4,50	0,30	3825	1824
BL4/2	3,90	0,30	3315	1824
BL5/1	4,50	0,30	3825	1824
BL5/2	3,90	0,30	3315	1824
BL6	0,00	0,55	0	3344
BL7	2,85	0,55	2423	3344
BL8	3,45	0,55	2933	3344

Nsup	Ninf
14040	17384
15665	19009
14165	17509
14040	17384
15090	16914
13590	15414
15090	16914
13590	15414
7040	10384
14165	17509
15665	19009

Somma 182844

Fondazioni

Allin.	inter.	s (m)	p _{mur} (kg/m)
BL1/1	2,80	0,60	2325
BL1/2	3,45	0,60	2325
BL2	2,85	0,60	2325
BL3	2,80	0,60	2325
BL4/1	4,50	0,40	1550
BL4/2	3,90	0,40	1550
BL5/1	4,50	0,40	1550
BL5/2	3,90	0,40	1550
BL6	0,00	0,40	1550
BL7	2,85	0,60	2325
BL8	3,45	0,60	2325

Nsup	Ninf
19764	22089
21942	24267
19932	22257
19764	22089
20739	22289
18729	20279
20739	22289
18729	20279
10384	11934
19932	22257
21942	24267

9.- Analisi dinamica e verifica in base allo spettro di risposta.

Si effettua la determinazione delle sollecitazioni per il solo corpo B, che è quello più sollecitato e assorbe, quindi, anche il corpo A.

Lo schema statico è il cilindro incastrato alla base, di altezza pari a m 10,30, avente le caratteristiche geometriche della muratura perimetrale e interna, che risultano, per le due dimensioni, le seguenti:

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

asse longitudinale baricentrico:

$$A = 104 \text{ mq}; y_G = 8,65 \text{ m}; J_G = 2718 \text{ m}^4; W_s = 351 \text{ m}^3; W_i = 314 \text{ m}^3$$

Asse trasversale baricentrico

$$A = 104 \text{ m}^2; x_G = 19,13 \text{ m}; J_g = 16147 \text{ m}^4; W_s = 723 \text{ m}^3, W_i = 844 \text{ m}^3$$

Le pulsazioni naturali si ottengono con la formula

$\omega_k = \lambda_k^2 (EJ/\gamma)^{0,5}$		$\gamma = p/g =$	densità di massa
--	--	------------------	------------------

Mentre le autofunzioni risultano

$$\Phi_k = (\cos \lambda_k x - \cosh \lambda_k x) + D_k (\sin \lambda_k x - \sinh \lambda_k x)$$

Nella tabella che segue sono riportati i risultati per le prime 4 autofunzioni

Il carico totale si ottiene sommando i valori riportati sulle murature longitudinali alla base del PT con i valori delle murature trasversali che risultano al piano primo pari a 156 t e al piano terra a 148 t, tenendo presente che il perimetro delle murature longitudinali è pari a 103 m

$$P = 182844 \times 103 + 156000 + 148000 = 19.136.932 \text{ kg}$$

cui corrisponde la massa totale

$$M = 1.950.758$$

E una massa distribuita per unità di lunghezza ($H=10,30 \text{ m}$)

$$\mu = 189394 \text{ kg/m}^2\text{s}^2$$

k	$\lambda_k L$	λ	ω_k	T_k	B_k	D_k
1	1,875	0,182	69,350	0,091	1	-0,7341
2	4,694	0,456	434,642	0,014	1	-1,0185
3	7,855	0,763	1217,133	0,005	1	-0,9992
4	10,996	1,068	2385,146	0,003	1	-1

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Lo spettro di risposta elastico risulta per i periodi propri sopra determinati

Modo	1	2	3	4
T =	0,0910	0,0143	0,0052	0,0026
Se(T) =	0,7014	0,3962	0,3185	0,2962

I coefficienti di partecipazione si calcolano con la relazione

$$g_i = \int \Psi_i dx / \int \Psi_i^2 dx$$

e per i primi tre modi di vibrare valgono

$$g_1 = 0,575; \quad g_2 = 0,442; \quad g_3 = 0,254$$

Le distribuzioni di carico associate ai modi principali risultano

$$q_1 = 0,575 \times 0,7014 \times 189394 \times [(\cos 0,182x - \cosh 0,182x) - 0,7341(\sin 0,182x - \sinh 0,182x)]$$

$$q_2 = 0,442 \times 0,3962 \times 189394 \times [(\cos 0,456x - \cosh 0,456x) - 1,0185(\sin 0,456x - \sinh 0,456x)]$$

$$q_3 = 0,254 \times 0,3135 \times 189394 \times [(\cos 0,763x - \cosh 0,763x) - 0,9992(\sin 0,763x - \sinh 0,763x)]$$

I tagli e i massimi si hanno 10,3 m) e primi tre modi di

x	q ₁ (kg/m)	q ₂ (kg/m)	q ₃ (kg/m)	q ₁ +q ₂ +q ₃
0	0	0	0	0
1	-2417	-5830	-6556	-14803
2	-9220	-19091	-17684	-45994
3	-19734	-33726	-22859	-76319
4	-33300	-44513	-17209	-95021
5	-49277	-47659	-2997	-99933
6	-67064	-41242	12171	-96136
7	-86113	-25332	19725	-91720
8	-105950	-1711	14791	-92870
9	-126196	26796	-1530	-100930
10	-146587	57328	-23772	-113030
10,3	-152710	66577	-30765	-116898

momenti alla base (H = valgono, per i vibrare

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

$\phi_1 =$	Taglio alla base = 0,613 S μ H	Momento = 0,445 S μ H ²
$\phi_2 =$	Taglio alla base = 0,188 S μ H	Momento = 0,039 S μ H ³
$\phi_3 =$	Taglio alla base = 0,065 S μ H	Momento = 0,008 S μ H ⁴

μ	H	S	T ₁	838744,5
189394	10,3	0,7014	M ₁	6271428
		0,3962	T ₂	145303,4
			M ₂	314450,5
		0,3185	T ₃	40385,57
			M ₃	51196,48

TAGLIO TOTALE ALA BASE	1024433	kg
MOMENTO TOTALE ALLA BASE	6637075	kgm

Detti valori vanno divisi per il fattore di struttura, che, trattandosi di struttura a pareti accoppiate, classe B, deformabile torsionalmente in virtù delle aperture, si pone pari a 2.

Taglio ultimo massimo: facendo riferimento alla sola sezione muraria e ponendo

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M, \text{ con } f_{vk} = 300 + 0,4 \times 19136932 / 104 = 73903 \text{ kg/mq; } \gamma_M = 2,70$$

si ha

$$f_{vd} = 27371 \text{ kg/mq e } V_{rd} = 27371 \times 104 = 2.846.634 \text{ kg}$$

$$T = 1024433 / 2 = 512.216 \text{ kg} < V_{rd} = 2846634 \text{ kg}$$

Momento ultimo max.

La verifica alla pressoflessione si effettua su una sezione rettangolare in c.a. il cui momento ultimo è certamente inferiore a quello dell'edificio nel suo complesso. Allo scopo osserviamo che la sezione complessiva dei pilastri in corrispondenza del tratto della lunghezza di m 34,10 è 2,10 x 60 per cui una sezione di cemento armato di caratteristiche resistenti certamente molto inferiori a quelle dell'intero edificio, tenuto presente che l'armatura in trazione è posta sulla muratura opposta e assomma a 96,5 cmq, con altezza utile di cm 1370, è la seguente.

B = 210 cm, h = 1370 cm; A_f = 96,30 cmq; A'_f = 72,38 cmq, N = 1900 kN, M = 703,1 kNm, per la quale la coppia M,N risulta interna al dominio di interazione.

$$M = 6637075 / 2 = 3318538 \text{ kgm} < M_{lim} = 7031000 \text{ kgm}$$

10.- Verifiche locali.

La valutazione del momento limite si effettua risolvendo la seguente equazione determinatrice dell'asse neutro

$$(0,8 \cdot f_{cd} \cdot B) \cdot x_c^2 + (E_s \cdot \epsilon_c A'_s - f_{yd} \cdot A_s) x_c - (E_s \cdot \epsilon_{cu} \cdot A'_s \cdot d') = 0$$

e considerando la rottura del calcestruzzo.

10.1.- Soletta corridoio :sollecitazioni massime

luce netta L =	1,80	m
spessore s =	0,25	m
larghezza b =	1,00	m
Armatura in mezzeria Af =	5,65	cmq
Armatura tesa all'incastro A'f =	2,51	cmq

Analisi dei carichi

carico fisso p =	622	kg/mq
sovraccarico =	200	kg/mq
carico totale	822	kg/mq

Schema di calcolo: semincastro

momento all'incastro = $pl^2/12$	Mi =	221,94	kgm
momento in mezzeria = $pl^2/10$	Mc =	266,33	kgm
momento limite all'incastro	Mr =	2402,00	kgm
momento limite in mezzeria	Mr =	4610,00	kgm

10.2. soletta solaio scale:

schema: piastra 4,20x2,80 ; rapporto lati = 1,5

tipo di vincolo: incastro

$$L_x = 2,8; \quad L_y = 4,2$$

carico totale P = 9666,72

Sollecitazioni in mezzeria

$$M_x = 217,50 \text{ kgm} \quad M_y = 66,70 \text{ kgm}$$

Sollecitazioni all'incastro

$$M_x = 483,34 \text{ kgm} \quad M_y = 332,54 \text{ kgm}$$

Si mantiene la stessa orditura del corridoio.

10.3.-Soletta piano primo zona SAP

carico fisso $p = 622 \text{ kg/mq}$
 sovraccarico $= 1500 \text{ kg/mq}$
 carico totale 2122 kg/mq

corridoio $M = 572,94$

stanza $5,70 \times 6,45$ $L_x = 5,7$
 $L_y = 6,45$

rapporto lati $1,13$

tipo di vincolo: incastro

carico totale $P = 78015,33 \text{ kg}$

Sollecitazioni in mezzeria

$M_x = 1388,67 \text{ kgm}$ $M_y = 1388,67 \text{ kgm}$

Sollecitazioni all'incastro

$M_x = 3729,13 \text{ kgm}$ $M_y = 3729,13 \text{ kgm}$

Si mantiene la stessa orditura del corridoio.

Verificando come trave incastrata di luce $4,20 \text{ m}$ si avrebbe

$M_i = 7356,70875 \text{ kgm}$ $M_c = 8828,0505 \text{ kgm}$

Il momento resistente si ottiene considerando che l'armatura è costituita da una maglia $\Phi 16/15 \times 15$ posta in zona mediana e da una orditura $\Phi 12/20 \times 20$ in zona inferiore. Il baricentro delle armature si trova a $\text{cm } 19,72$ dal lembo compresso e il momento limite risulta:

$A_f = 19,72 \text{ cmq}$; $B = 100 \text{ cm}$; $H = 19,72$; $M_r = 16744 \text{ kgm}$

Verifica delle scale.

Le scale dei tre corpi strutturalmente sono sostenute da una soletta dello spessore di $\text{cm } 14$ uscente a sbalzo dal nucleo ascensore in c.a. per i corpi B e C e da analogo nucleo per il corpo A.

Peso proprio solette e gradini 500 kg/mq

DOCUMENTO CON INFORMAZIONE F.O.U.O

Permanente portato	100	“
sovraccarico	400	“

Combinazione fondamentale

$$\gamma_{g1} = 1,3$$

$$\gamma_{g2} = 1,5$$

$$\gamma_{g3} = 1,5$$

Vani scala standard

$$p = 1,3 \times 500 + 1,5 \times 100 + 1,5 \times 400 = 1400 \text{ kg/mq}$$

$$l = 1,50 \text{ m}$$

$$M = 1400 \times 1,5^2 / 2 = 1574 \text{ kgm/m}$$

$$A_f \text{ sup} = \varphi 14/20 = 7,69 \text{ cmq/m}$$

$$A_f \text{ inf} = \varphi 8/30 = 1,67 \text{ cmq/m}$$

Tensioni per $n = 15$

$$\sigma_c = 67,7 \text{ kg/cmq}; \quad \sigma_a = 1932 \text{ kg/cmq}$$

Verifica SLU

Momento di rottura $M_{rd} = 3190 \text{ kgm}$

Sicurezza: $3190/1400 = 2,27$ verificato

Il progettista
(Prof.ing.Vincenzo Laudazi)

APPENDICE

Nota integrativa alla relazione di calcolo.

1) Nell'analisi dei carichi viene riportata la voce tramezzature, di fatto inesistenti, per tener conto nella valutazione delle masse delle murature trasversali e per le verifiche locali di eventuali cambiamenti di destinazione d'uso con introduzione di possibili

tramezzature.

2) Per quanto riguarda la valutazione delle azioni orizzontali la nuova normativa prevede uno spettro di risposta di cui sono riportati i valori in corrispondenza dei primi tre modi di vibrare. E' stata anche effettuata la valutazione delle azioni sismiche con la normativa precedente.

Nelle tabelle relative alle azioni sui muri portanti, la prima colonna si riferisce al contrassegno che individua la muratura, la seconda riporta l'interasse di competenza, la terza lo spessore della muratura, la quarta il carico trasmesso dai solai alla muratura e la quinta il peso della muratura. La sesta colonna riporta il valore dell'azione orizzontale per ml valutato con la normativa precedente alla attuale, mentre le due ultime colonne riportano il valore del carico alla sommità e alla base dei muri.

3) Il confronto tra le tensioni riscontrate e le tensioni ammissibili mostra che la differenza di peso dovuta alla presenza della parete in c.a. al primo piano rispetto alla contro parete riportata al piano terra nel corpo B è assolutamente influente per la valutazione delle sollecitazioni.

4) il confronto tra il momento e il taglio calcolati rispetto a quelli ultimi della sezione di riferimento mostra che assumere un fattore di struttura pari a 2 o pari a 1,6 non sposta il dimensionamento.

5) Modalità esecutive della muratura. Come detto, la muratura sarà realizzata accostando blocchi cassero muniti di scanalatura alle estremità, in cui viene alloggiata l'orditura metallica e il getti di calcestruzzo strutturale, mentre il blocco sarà riempito di calcestruzzo alleggerito con peso specifico pari a 1600 kg/mc.

6) La verifica viene condotta su una sezione in c.a. equivalente ottenuta accostando tra loro i singoli pilastri relativi alla parete longitudinale più lunga con armatura posta sulla parete opposta, che si trova alla distanza approssimativa di m 13,70 (AL2 e AL8 oppure BL2 e BL8).

Il progettista
(Prof. Ing. Vincenzo Laudazi)

INDICE

1.- Generalità.....	1
----------------------------	----------

2.- Normative e materiali.	1
3.- Valutazione della sicurezza.	2
4.- Aspetti geologici.	2
5.- Spettro di risposta.	3
6.- Analisi dei carichi.	4
7.- Calcolo delle sollecitazioni.	6
8.- Sollecitazioni sulle murature perimetrali.	8
9.- Analisi dinamica e verifica in base allo spettro di risposta.	11
10.- Verifiche locali.	14