RELAZIONE SUI MATERIALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO CLASSE **Rck > 300 Kg/cmq**

ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA **FeB44k**

SOLLECITAZIONI AMMISSIBILI

CALCESTRUZZO

- Tensione ammissibile per flessione σ_c = **97.50 Kg/cmq**
- Tensione ammissibile per compressione semplice σ_c = **68.25 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile τ_{cl} = **18.28 Kg/cmq**
- Tensione tangenziale ammissibile senza armatura τ_{co} = **6.00 Kg/cmq**

ACCIAIO

- Tensione ammissibile σ_f = **2200 Kg/cmq**

RELAZIONE DOSATURE

Per ogni tipo di cls gli inerti dovranno avere lunga durata nel tempo senza degradarsi, granulometria durezza e resistenza meccanica adeguate al tipo di cls da realizzare, ed essere lavati e totalmente mancanti di sostanze organiche limose e gassose; l'acqua di impasto dovrà essere limpida, priva di sali in percentuali dannose, priva di cloruri e non aggressiva .

Cls Rbk	sabbia	graniglia	pietrisco	cemento	rapporto A/C
300	**50%**	**20%**	**30%**	**300 – 400 Kg**	**0.30-0.45**

RELAZIONE DI CALCOLO

NORMATIVA

Il calcolo delle strutture in elevazione è condotto nell'osservanza della normativa vigente per le opere in c.a. e precisamente :

- Legge n.1086 del 05/11/1971 – NORME PER LA DISCIPLINA DELLE OPERE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO, NORMALE E PRECOMPRESSO ED A STRUTTURA METALLICA ;

- D.M. LL.PP. del 09/01/1996 - NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO E PER LE STRUTTURE METALLICHE ;

- Circ. Min. LL.PP. del 15/10/1996 n.252 AA.GG./STC ;

- Legge n.64 del 02/02/1974 – PROVVEDIMENTI PER LE COSTRUZIONI CON PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE ZONE SISMICHE ;

- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE RELATIVE AI "CRITERI GENERALI PER LA VERIFICA DI SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI E DEI CARICHI E SOVRACCARICHI" ;

- Circ. Min. LL.PP. del 04/07/1996 n.156 AA.GG./STC ;

- D.M. LL.PP. del 16/01/1996 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONE SISMICHE ;

- Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65 AA.GG.

- L.R. del 7.1.83 n.9

MODELLO DI CALCOLO

1) Relazione tecnica illustrativa

La struttura del corpo parcheggio è costituita da pilastri e travi su cui scaricano i solai in c.a. e laterizio; le travi sono di tipo emergente ed a spessore di solaio . La struttura presenta una variabilità geometrica in altezza in quanto dal primo livello fino al terzo la superficie degli impalcati si riduce per consentire il ripristino dei terrazzamenti presenti prima dell'intervento .

Da un punto di vista strutturale questo comporta che, sia nell'ambito di uno stesso impalcato sia ai diversi livelli, vi siano due destinazioni d'uso, quella relativa al parcheggio e quella relativa al contenimento del terreno che costituisce i terrazzamenti; ciò ha reso necessario l'utilizzo di solai di due altezze diverse, realizzati in modo da avere l'intradosso alla stessa quota: il solaio sul quale insiste il carico del terreno è stato previsto di spessore 41 cm , mentre quello con i carichi inferiori, cioè relativi ad autovetture, avrà uno spessore di 35 cm

Vista la regolarità geometrica degli impalcati e l'uniformità dei sovraccarichi, per ciascuna delle due destinazioni d'uso è stato sufficiente progettare un'unica tipologia di solaio .

2) Sistema costruttivo

La struttura sarà realizzata con il sistema tradizionale a telai di travi e pilastri in cemento armato gettati in opera, e solai latero-cementizi .

Le fondazioni, di tipo diretto, sono a plinti isolati con travi di collegamento .

3) Criterio di progettazione strutturale

Il calcolo strutturale è stato eseguito nel rispetto della vigente normativa sismica italiana; si sono considerate inoltre le indicazioni contenute nella normativa europea e nell'O.P.C.M. n.3274 del 20/03/2003 e s.m.i. circa la regolarità e la duttilità delle strutture .

E' stata eseguita l'analisi sismica dinamica della struttura per valutarne l'effettivo comportamento sismico, altrimenti difficilmente interpretabile attraverso un'analisi sismica statica viste le irregolarità sia planimetriche che altimetriche dell'edificio .

La tipologia strutturale per tutti i manufatti progettati è quella di edificio a telaio spaziale in c.a. classificabile come una struttura a medio-alta duttilità; come è noto infatti le capacità dissipative sono legate alla capacità di formazione di cerniere plastiche nelle membrature nelle fasi precedenti il collasso .

Il dimensionamento delle membrature è stato eseguito in base al criterio di gerarchia delle resistenze; si sono infatti sovradimensionati i pilastri rispetto alle travi in modo da innescare la formazione delle cerniere plastiche prima all'interno delle travi stesse, e solo successivamente nei ritti .

In altri termini si è provveduto ad impedire il collasso attraverso il meccanismo di piano, soluzione, come noto, molto poco dissipativa .

Particolare attenzione è stata posta all'armatura a taglio delle membrature, infatti ben noti sono gli effetti migliorativi di un'efficace staffatura in termini sia di duttilità che di confinamento del cls . Inoltre per poter applicare lo spettro di progetto è necessario essere certi che le capacità dissipative della struttura siano quelle ipotizzate: un'armatura a taglio sovradimensionata (con riferimento ai momenti ultimi della sezione) garantisce un meccanismo di plasticizzazione di tipo flessionale ed impedisce una prematura rottura di tipo fragile per taglio .

In altri termini la duttilità globale della struttura si può considerare non inferiore a quella che lo spettro di normativa italiana sottointende riducendo lo spettro elastico con un "fattore di struttura" pari circa a 6 , fatte salve le irregolarità planimetriche ed altimetriche che sono state tenute in conto adottando un coefficiente di struttura β maggiorato e pari a 1.20

4) <u>Modello di calcolo</u>

In base alla normativa la zona in cui sorgerà il complesso è dichiarata sismica e classificata di terza categoria (grado di sismicità S = 6) .

Il modello di calcolo è quello di un telaio spaziale in c.a. costituito da ritti, i pilastri, e da traversi, le travi, collegati da impalcati aventi rigidezza estensionale infinita .

Pertanto la struttura è stata schematizzata come un sistema di aste incastrate tra loro e vincolate esternamente mediante vincoli elastici (molle) al piede .

5) Ipotesi di calcolo

- Solai infinitamente rigidi nel loro piano ;
- Membrature vincolate da incastri perfetti, per cui i ritti sono considerati sia al piede che in testa perfettamente incastrati con i traversi cui sono collegati. Lo schema di calcolo è quello di un telaio tridimensionale costituito da telai disposti sia lungo l'asse X che lungo l'asse Y (assi orizzontali) ;
- Ritti vincolati esternamente, al piede, mediante vincoli elastici (con cui vengono modellati i plinti di fondazione) alla traslazione lungo l'asse verticale Z ed alla rotazione intorno agli assi orizzontali X e Y (le restanti componenti di spostamento sono invece completamente impedite) .

ANALISI SISMICA DINAMICA

I solai si ipotizzano infinitamente rigidi nel loro piano e quindi in grado di distribuire le azioni orizzontali agli elementi di controvento, cioè i telai, proporzionalmente alla rigidezza di questi ultimi . Il calcolo delle strutture è condotto con il metodo dell'analisi sismica dinamica ipotizzando il sisma diretto secondo l'asse X e l'asse Y separatamente in base alle disposizioni del D.M. 16 gennaio 1996

Per la determinazione della ripartizione delle azioni tra i singoli controventi si adopera un programma di calcolo automatico agli elementi finiti il cui nome commerciale è MASTERSAP 14

La struttura è schematizzata con una serie di aste collegate nei nodi; il programma riceve come input le dimensioni geometriche degli elementi strutturali, gli interassi, le condizioni di vincolo esterno ed interno tra le aste nonché lo spettro di progetto e le masse sismiche degli impalcati, la direzione di ingresso dell'azione sismica e il numero di modi di vibrare da considerare e fornisce come output dell'elaborazione le reazioni dei vincoli esterni, le caratteristiche della sollecitazione M,N,T agenti nelle aste e gli spostamenti dei nodi per ogni singola combinazione di carico, nonché per ogni modo di vibrare il periodo e i fattori di partecipazione .

Si riporta in allegato la numerazione delle aste e dei nodi in modo da poter consultare le tabelle di input e di output anch'esse allegate .

SPETTRO DI PROGETTO

Per l'analisi dinamica si è adottato lo spettro di progetto della normativa italiana caratterizzato dai seguenti parametri:

- Coefficiente di intensità sismica C . Si ha : $C = \frac{S-2}{100} = \frac{6-2}{100} = 0.04$
- Coefficiente di fondazione ε . Si assume : $\varepsilon = 1.10$
- Coefficiente di struttura β . Si assume : $\beta = 1.20$
- Coefficiente di protezione sismica I . Si assume : $I = 1.20$

DETERMINAZIONE DI '*Wi*'

Per determinare il peso sismico di ogni piano, si è calcolato il peso di tutti gli elementi della struttura: travi, pilastri, impalcati comprensivi dei carichi permanenti ed accidentali .

W_i = peso sismico del piano i-esimo : $W_i = G_i + s\,Q_i$

G_i = Peso carichi permanenti del piano i-esimo

Q_i = Peso carichi accidentali del piano i-esimo

s = Coefficiente di riduzione del sovraccarico.

Si assume: s = 0.33 per i solai di copertura e s = 1.00 per i solai intermedi

In particolare per quanto riguarda i carichi agenti sui solai intermedi si ha :

Solaio H = 30 +5 = 35 cm	peso proprio	487	Kg/mq
Sovraccarichi permanenti		200	Kg/mq
Sovraccarichi accidentali		300	Kg/mq

Per i solai di copertura si ha invece :

Solaio H = 36 +5 = 41 cm	peso proprio	637	Kg/mq
Sovraccarichi permanenti		1600	Kg/mq
Sovraccarichi accidentali		200	Kg/mq

MODI DI VIBRAZIONE - MASSE STRUTTURALI

Per l'analisi dinamica si sono utilizzati n° 9 modi di vibrare così da assicurare l'eccitazione del 100 % della massa totale della struttura calcolata come somma del peso proprio e dei carichi permanenti e accidentali .

COMBINAZIONI MODALI

La combinazione degli effetti, sollecitazioni e spostamenti, è stata eseguita con la regola SRSS ("Square Root Sum Squares") , infatti i periodi propri sono sufficientemente separati l'uno dall'altro cosicché la stima del picco di risposta è prossima a quella ottenuta con un'analisi al passo . I risultati dell'analisi sono disponibili negli allegati .

PROGETTO E VERIFICA DELLE MEMBRATURE

Le membrature sono state progettate e verificate per tutte le condizioni ottenute dall'applicazione delle diverse combinazioni di carico statico e sismico .

PROGETTO E VERIFICA DEI SOLAI

Sono state progettate due tipologie di solaio, entrambe di 6 appoggi e 5 campate (aventi le stesse luci) : la prima ("solaio intermedio") di altezza 35 cm , soggetta ad un sovraccarico permanente p = 200 Kg/mq e ad un sovraccarico accidentale q = 300 Kg/mq , la seconda ("solaio di copertura") di altezza 41 cm , sottoposta ad un sovraccarico permanente p = 1600 Kg/mq e ad uno accidentale q = 200 Kg/mq

Il progetto di questi due solai è stato effettuato con il modello di trave continua su appoggi fissi; sono state inoltre considerate le combinazioni di carico più gravose sia in campata che sugli appoggi . La struttura in questione e' risolta con l'equazione dei tre momenti; le sollecitazioni risultanti dalle condizioni di carico previste vengono inviluppate, e la struttura viene verificata, utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili, con riferimento alle massime sollecitazioni .

La C.d.C. n.0 prevede la soluzione solo per pesi propri e permanenti .

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI USATI :

CALCESTRUZZO : Rck = 300 Kg/cmq σ_c massima per sez. piena = 97.50 Kg/cmq

ACCIAIO : TIPO Fe B 44 K ad aderenza migliorata σ_f = 2200 Kg/cmq

Coefficiente di omogeneizzazione n = 15 Copriferro 3 cm

I tabulati riportano i valori riferiti all'interasse tra due travetti; le convezioni sui segni sono le seguenti:

Momenti: [+] -> fibre inf.tese ; [-] -> fibre sup. tese

Reazioni: [+] -> verso il basso ; [-] -> verso l'alto

Frecce: [+] -> abbassamenti ; [-] -> innalzamenti

SOLAIO INTERMEDIO

TIPOLOGIA DELLA SEZIONE:

Sez. n.	Tip.	Int-Tr.	L-Trav.	H-Sol.	Sp-Cald.	P.P.Calcestr.	P.P.Blocchi
1: (cm)	T	50	12	35	5	305 Kg/mq	182 Kg/mq

SCHEMA STRUTTURALE (luci in cm)

```
  _____________________________________________
  |  Q 1  |  Q 2  |  Q 3  |  Q 4  |  Q 5  |
  ##########################################
  #       #       #       #       #       #
  +- 740 -+- 780 -+- 780 -+- 780 -+- 740 -+
  1       2       3       4       5       6
```

CARICHI PERMANENTI PER METRO QUADRO (escluso p.p.):

Peso permanente ..... 200 Kg/mq

TABELLA DELLE C.d.C. ACCIDENTALE (Kg/mq)

N.		Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	Q 5
0	C.d.C.	0	0	0	0	0
1	C.d.C.	300	0	300	0	300
2	C.d.C.	0	300	0	300	0
3	C.d.C.	300	300	0	300	0
4	C.d.C.	0	300	300	0	300
5	C.d.C.	300	0	300	300	0
6	C.d.C.	0	300	0	300	300

CONDIZIONE DEI VINCOLI ESTREMI

Vincolo sinistro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto
Vincolo destro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto

FORZA CONCENTRATA DI PUNZONAMENTO: 300 Kg LATO IMPRONTA = 5 cm

FORZA CONC. DI PUNZ. PER PARCHEGGIO: 1000 Kg LATO IMPRONTA = 20 cm

MOMENTI NEGLI APPOGGI (Kgm)

		M1	M2	M3	M4	M5	M6
0	C.d.C.	-785	-1855	-1721	-1721	-1855	-785
1	C.d.C.	-1127	-2171	-2114	-2114	-2171	-1127
2	C.d.C.	-785	-2349	-2078	-2078	-2349	-785
3	C.d.C.	-1127	-2796	-1958	-2110	-2340	-785
4	C.d.C.	-785	-2183	-2722	-1952	-2212	-1127
5	C.d.C.	-1127	-2212	-1952	-2722	-2183	-785
6	C.d.C.	-785	-2340	-2110	-1958	-2796	-1127

MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (Kgm)

		M1-2	M2-3	M3-4	M4-5	M5-6
0	C.d.C.	1064	827	894	827	1064
1	C.d.C.	1751	472	1641	472	1751
2	C.d.C.	851	1543	536	1543	851
3	C.d.C.	1470	1390	581	1531	855
4	C.d.C.	921	1307	1428	534	1732
5	C.d.C.	1732	534	1428	1307	921
6	C.d.C.	855	1531	581	1390	1470

REAZIONI DEGLI APPOGGI (Kg)

		R1	R2	R3	R4	R5	R6
0	C.d.C.	1127	2773	2663	2663	2773	1127
1	C.d.C.	1685	3315	3258	3258	3315	1685
2	C.d.C.	1060	3443	3231	3231	3443	1060
3	C.d.C.	1601	4085	3139	3255	3436	1061
4	C.d.C.	1082	3317	4018	3133	3347	1680
5	C.d.C.	1680	3347	3133	4018	3317	1082
6	C.d.C.	1061	3436	3255	3139	4085	1601

FRECCE MASSIME IN CAMPATA (mm)

		F1-2	F2-3	F3-4	F4-5	F5-6
0	C.d.C.	1.93	1.31	1.53	1.31	1.93
1	C.d.C.	3.52	0.12	3.4	0.12	3.52
2	C.d.C.	1.19	3.07	0.33	3.07	1.19
3	C.d.C.	2.58	2.52	0.48	3.03	1.2
4	C.d.C.	1.44	2.27	2.65	0.32	3.46
5	C.d.C.	3.46	0.32	2.65	2.27	1.44
6	C.d.C.	1.2	3.03	0.48	2.52	2.58

VERIFICA A FLESSIONE

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

La simmetria delle luci delle campate consente di verificare soltanto un appoggio laterale, uno intermedio ed una campata .

APPOGGIO LATERALE

H = 35 cm h = 32 cm B = 50 cm

M = 112700 Kgcm A_f = 2.01 cmq (1ϕ16)

x = 5.60 cm **σ_c = 26.50 Kg/cmq** **σ_f = 1862 Kg/cmq**

APPOGGIO INTERMEDIO

H = 35 cm h = 32 cm B = 50 cm

M = 279600 Kgcm A_f = 6.03 cmq (3ϕ16)

x = 9.10 cm **σ_c = 42.40 Kg/cmq** **σ_f = 1600 Kg/cmq**

CAMPATA

H = 35 cm h = 32 cm B = 50 cm b = 12 cm

M = 175100 Kgcm A_f = 4.02 cmq (2ϕ16)

x = 8.10 cm **σ_c = 32.80 Kg/cmq** **σ_f = 1465 Kg/cmq**

VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

H = 35 cm h = 32 cm B = 50 cm

T_{max} = 2053 Kg **τ = 1.43 Kg/cmq**

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

4 ϕ 8 al ml, perpendicolarmente ai travetti

TRAVETTO ROMPITRATTA

4 ϕ 12 + STAFFE ϕ8/15, perpendicolarmente ai travetti

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Su un'impronta quadrata di lato 5 cm avremo:

$$\tau_{punz} = \frac{300}{(5 \times 4) \times 5} = 3.00 Kg / cmq$$

Su un'impronta quadrata di lato 20 cm avremo:

$$\tau_{punz} = \frac{1000}{(20 \times 4) \times 5} = 2.50 Kg / cmq$$

SOLAIO DI COPERTURA

TIPOLOGIA DELLA SEZIONE:

Sez. n.	Tip.	Int-Tr.	L-Trav.	H-Sol.	Sp-Cald.	P.P.Calcestr.	P.P.Blocchi
2: (cm)	T	60	22	41	5	455 Kg/mq	182 Kg/mq

SCHEMA STRUTTURALE (luci in cm)

```
  _____________________________________________
  |  Q 1  |  Q 2  |  Q 3  |  Q 4  |  Q 5  |
  ##########################################
  #       #       #       #       #       #
  +- 740 -+- 780 -+- 780 -+- 780 -+- 740 -+
  1       2       3       4       5       6
```

CARICHI PERMANENTI PER METRO QUADRO (escluso p.p.):

Peso permanente ..... 1600 Kg/mq

TABELLA DELLE C.d.C. ACCIDENTALE (Kg/mq)

N.		Q 1	Q 2	Q 3	Q 4	Q 5
0	C.d.C.	0	0	0	0	0
1	C.d.C.	200	0	200	0	200
2	C.d.C.	0	200	0	200	0
3	C.d.C.	200	200	0	200	0
4	C.d.C.	0	200	200	0	200
5	C.d.C.	200	0	200	200	0
6	C.d.C.	0	200	0	200	200

CONDIZIONE DEI VINCOLI ESTREMI

Vincolo sinistro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto
Vincolo destro: Semi-incastro pari al 50% di un incastro perfetto

FORZA CONCENTRATA DI PUNZONAMENTO: 200 Kg LATO IMPRONTA = 5 cm

MOMENTI NEGLI APPOGGI (Kgm)

		M1	M2	M3	M4	M5	M6
0	C.d.C.	-3064	-7244	-6719	-6719	-7244	-3064
1	C.d.C.	-3337	-7496	-7034	-7034	-7496	-3337
2	C.d.C.	-3064	-7638	-7005	-7005	-7638	-3064
3	C.d.C.	-3337	-7996	-6909	-7031	-7632	-3064
4	C.d.C.	-3064	-7506	-7520	-6904	-7529	-3337
5	C.d.C.	-3337	-7529	-6904	-7520	-7506	-3064
6	C.d.C.	-3064	-7632	-7031	-6909	-7996	-3337

MOMENTI MASSIMI IN CAMPATA (Kgm)

		M1-2	M2-3	M3-4	M4-5	M5-6
0	C.d.C.	4155	3230	3490	3230	4155
1	C.d.C.	4702	2946	4089	2946	4702
2	C.d.C.	3981	3803	3204	3803	3981
3	C.d.C.	4480	3676	3240	3793	3984
4	C.d.C.	4039	3609	3913	2995	4687
5	C.d.C.	4687	2995	3913	3609	4039
6	C.d.C.	3984	3793	3240	3676	4480

REAZIONI DEGLI APPOGGI (Kg)

		R1	R2	R3	R4	R5	R6
0	C.d.C.	4402	10834	10403	10403	10834	4402
1	C.d.C.	4849	11267	10879	10879	11267	4849
2	C.d.C.	4348	11369	10857	10857	11369	4348
3	C.d.C.	4781	11883	10784	10877	11364	4349
4	C.d.C.	4366	11269	11487	10779	11293	4844
5	C.d.C.	4844	11293	10779	11487	11269	4366
6	C.d.C.	4349	11364	10877	10784	11883	4781

FRECCE MASSIME IN CAMPATA (mm)

		F1-2	F2-3	F3-4	F4-5	F5-6
0	C.d.C.	3,09	2,09	2,45	2,09	3,09
1	C.d.C.	3,61	1,7	3,06	1,7	3,61
2	C.d.C.	2,85	2,67	2,06	2,67	2,85
3	C.d.C.	3,3	2,49	2,11	2,66	2,85
4	C.d.C.	2,93	2,41	2,82	1,77	3,59
5	C.d.C.	3,59	1,77	2,82	2,41	2,93
6	C.d.C.	2,85	2,66	2,11	2,49	3,3

VERIFICA A FLESSIONE

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

La simmetria delle luci delle campate consente di verificare soltanto un appoggio laterale, uno intermedio ed una campata .

APPOGGIO LATERALE

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

M = 333700 Kgcm A_f = 6.28 cmq (2ϕ20)

x = 9.50 cm **σ_c = 33.70 Kg/cmq** **σ_f = 1524 Kg/cmq**

APPOGGIO INTERMEDIO

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

M = 799600 Kgcm A_f = 12.56 cmq (4ϕ20)

x = 12.60 cm **σ_c = 62.50 Kg/cmq** **σ_f = 1883 Kg/cmq**

CAMPATA

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm b = 22 cm

M = 470200 Kgcm A_f = 6.28 cmq (2ϕ20)

x = 14.30 cm **σ_c = 43.50 Kg/cmq** **σ_f = 1086 Kg/cmq**

VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche sono riferite ad un singolo travetto

H = 41 cm h = 38 cm B = 60 cm

T_{max} = 6041 Kg **τ = 2.95 Kg/cmq**

ARMATURA DI RIPARTIZIONE

4 ϕ 12 al ml, perpendicolarmente ai travetti

TRAVETTO ROMPITRATTA

4 ϕ 12 + STAFFE ϕ8/15, perpendicolarmente ai travetti

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Su un'impronta quadrata di lato 5 cm avremo:

$$\tau_{punz} = \frac{200}{(5 \times 4) \times 5} = 2.00 Kg/cmq$$

PROGETTO E VERIFICA DELLE TRAVI

Il regime di sollecitazione delle travi è di flessione (retta) e taglio .

Per quanto riguarda l'armatura a taglio delle travi emergenti, nelle sezioni in cui le tensioni tangenziali sono risultate inferiori al valore di normativa τ_{co} = 6.00 Kg/cmq si sono disposte staffe Φ12 ogni 20 cm , superiori alle armature minime da regolamento; dove le tensioni tangenziali sono risultate invece maggiori di τ_{co} si è previsto un infittimento delle staffe (Φ12 ogni 10 cm , dove necessario anche a 4 braccia) .

Per aumentare la duttilità della trave il contributo degli eventuali ferri sagomati non è stato considerato ai fini dell'assorbimento del taglio che è stato dunque, a vantaggio di sicurezza, affidato interamente alle staffe .

Per conferire alle travi un livello di duttilità soddisfacente nei riguardi delle azioni sismiche è comunque previsto anche un infittimento delle staffe (Φ12 ogni 10 cm) in corrispondenza degli appoggi, per una lunghezza di circa due volte l'altezza utile della trave, come previsto dalla Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65

Nelle travi a spessore non portanti il solaio sono state invece disposte, con gli stessi criteri utilizzati per le travi emergenti, staffe Φ8

In allegato sono riportate, per ciascuna combinazione di carico considerata, le verifiche (a flessione e a taglio) di tutte le travi, sia emergenti che a spessore di solaio, presenti ai diversi piani .

PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

Il regime di sollecitazione dei pilastri è di pressoflessione (deviata) e taglio .

Per quanto riguarda l'armatura a taglio, poiché le tensioni tangenziali sono risultate ovunque inferiori al valore di normativa τ_{co} = 6.00 Kg/cmq , si sono disposte staffe Φ8 ogni 20 cm , superiori alle armature minime da regolamento .

Per conferire ai pilastri un livello di duttilità soddisfacente nei riguardi delle azioni sismiche è previsto un infittimento delle staffe (Φ8 ogni 10 cm) in testa e al piede del ritto, per una lunghezza di circa 60 cm , come previsto dalla Circ. Min. LL.PP. del 10/04/1997 n.65 ; tale staffatura è stata disposta anche nei nodi trave-pilastro (sia interamente confinati che non) per conferire ad essi una sufficiente duttilità .

In allegato sono riportate, per ciascuna combinazione di carico considerata, le verifiche di tutti i pilastri della struttura; tali verifiche (a pressoflessione e a taglio) sono differenziate in base alle dimensioni della sezione trasversale dei pilastri stessi .