

**CORPO SUD DELL'EX P. O. "CELESIA" SITO IN RIVAROLO -  
GENOVA ALLA VIA P. NEGROTTO CAMBIASO N.1 DA ADIBIRE A  
RESIDENZA SOCIO SANITARIA, di proprietà dell'Azienda sanitaria**

**locale N. 3 "Genovese"**

**CERTIFICAZIONE D'IDONEITA' STATICO-FUNZIONALE DELLE  
STRUTTURE**

Il sottoscritto Dott. Ing. Massimo, nato a Macerata il 13/09/1962, residente in Perugia alla Strada Fontana La Trinità n.36 con studio professionale in Perugia alla Via Campo Battaglia n.9 (sede legale) e in Corciano alla loc. San Mariano n.69/71 (sede operativa), iscritto da oltre dieci anni all'Albo Professionale degli Ingegneri della Provincia di Perugia al n.1094 ed inserito nell'Albo dei Collaudatori Statici, è stato incaricato dall'Azienda sanitaria locale N. 3 "Genovese" di redigere la certificazione di idoneità statico-funzionale del Corpo Sud dell'ex Presidio Ospedaliero "Celesia" sito in Rivarolo – Genova alla via P, Negrotto Cambiaso n.1, da adibire a residenza socio-sanitaria.

Lo scrivente ha pertanto provveduto a reperire tutta documentazione esistente, compreso il rilievo plani altimetrico con stazione integrata, rilievo architettonico, rilievo delle strutture portanti nonché la relazione P 2587/04 del 11/10/2004 relativa alle indagini sperimentali effettuate dalla SGM S.r.l. di Perugia, Laboratorio Autorizzato dal Min. Infrastrutture.

**1. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.**

L'edificio, denominato Ala sud dell'ex Presidio Ospedaliero "Celesia", è ubicato in località Rivarolo (GE), alla Via P. Negrotto Cambiaso, n. 1. E' realizzato mediante una struttura in cemento armato, divisa in due Corpi (A e B) che si sviluppano su 5 livelli (piano primo interrato, secondo interrato, piano terra, primo



e secondo oltre ad alcuni locali tecnici in copertura). I due blocchi del fabbricato sono separati mediante un giunto tecnico. L'epoca di costruzione del Corpo A risale agli anni '50 del secolo scorso, mentre il Corpo B risale agli anni '70.

I solai sono in latero-cemento, e nel corso delle indagini effettuate sono state rilevate le seguenti tipologie:

- a) solaio di altezza totale pari a 16 cm, realizzato mediante travetti di altezza 12 cm, larghi 8 cm ad interasse di 35 cm con soletta collaborante di spessore 4 cm;
- b) solaio di altezza totale pari a 17 cm, realizzato mediante travetti di altezza 12 cm, larghi 8 cm ad interasse di 33 cm con soletta collaborante di spessore 5 cm;
- c) solaio di altezza totale pari a 30 cm, realizzato mediante travetti di altezza 20 cm, larghi 8 cm ad interasse di 32 cm con soletta collaborante di spessore 10 cm;
- d) solaio di altezza totale pari a 24 cm, realizzato mediante travetti di altezza 18 cm, larghi 10 cm ad interasse di 45 cm con soletta collaborante di spessore 6 cm;
- e) solaio di altezza totale pari a 16 cm, realizzato mediante travetti di altezza 12 cm, larghi 8 cm ad interasse di 33 cm con soletta collaborante di spessore 4 cm;
- f) solaio di altezza totale pari a 24 cm, realizzato mediante travetti di altezza 20 cm, larghi 8 cm ad interasse di 35 cm con soletta collaborante di spessore 4 cm.

La descrizione dettagliata dell'edificio e dei suoi elementi costituenti è riportata nella relazione di calcolo allegata.

## 2. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI ESEGUITE

Nei giorni compresi fra il 13 ed il 17 settembre 2004 si è proceduto all'esecuzione di una campagna di indagini sperimentali da parte della SGM S.r.l. di Perugia, Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture per le prove sui materiali da costruzione, fra cui n.2 prove di carico statico su solai in cemento gettati in opera.





I solai sono stati identificati mediante saggi e rilievi video-endoscopici oltre ad indagini con ferroskan per individuare le armature presenti.

Sulle travi e sui pilastri, sono stati eseguiti n.14 prelievi di carote e n.7 prelievi di microcarote di calcestruzzo su cui sono state eseguite in Laboratorio prove di resistenza alla compressione e rilievi microsismici nonché n.10 prelievi di barre di armatura per l'esecuzione di prove di trazione sull'acciaio. Le armature sono state identificate mediante l'esecuzione di n.102 indagini pacometriche mediante ferroskan. Inoltre si è proceduto a n. 4 saggi per l'individuazione delle strutture fondali. I risultati delle indagini sperimentali sono riportati nella relazione SGM P2587/04 del 11/10/2004 che fa parte integrante del presente certificato.

### 3. DESCRIZIONE DELLE PROVE DI CARICO ESEGUITE

Le prove sono state eseguite applicando il carico mediante la tecnologia oleodinamica, che prevede l'uso di pistoni idraulici a spinta per i solai intermedi, comandati da una centralina idraulica.

L'attrezzatura elettronica per la rilevazione delle deformate è costituita di sensori elettronici di rilevazione, denominati trasduttori differenziali.

Le prove di carico sono state effettuate su due solai in laterocemento al secondo piano del Corpo A, di luce pari rispettivamente a 4,20 e 6,60 m. E' stato applicato un carico concentrato in grado di fornire un momento flettente equivalente a quello distribuito, mediante l'utilizzo di un martinetto idraulico. Il valore del carico applicato sui solai è stato determinato considerando quello dovuto al sovraccarico di esercizio previsto dalla Norma (cat. C1 Ospedali, Tabella 3.1.II del DM 14/01/08) per ambienti suscettibili di affollamento pari a 300 Kg/mq, successivamente incrementato del 62% circa fino a raggiungere circa 488 Kg/mq



Il rilievo delle deformate è stato eseguito mediante diversi trasduttori induttivi con lettura in tempo reale delle deformazioni mediante acquisizione su computer. La forza è stata misurata utilizzando un manometro d'alta precisione opportunamente tarato.

#### 4. DESCRIZIONE DELLE PROVE SUI MATERIALI ESEGUITE

L'estrazione delle carote di calcestruzzo su cui sono state eseguite prove in Laboratorio di prove di resistenza alla compressione e rilievi microsismici, ha consentito, previa applicazione di coefficienti correttivi come indicato nel cap. 4.1. della relazione di calcolo, di determinare una resistenza caratteristica pari a  $25 \text{ N/mm}^2$  per il Corpo A e  $30 \text{ N/mm}^2$  per il Corpo B, mentre le prove di trazione sulle barre prelevate in sito hanno consentito di determinare la tensione di rottura e di snervamento, consentendo di classificare l'acciaio equivalente a FeB44k.

#### 5. RISULTATI DELLE INDAGINI E SEGNALAZIONE D' EVENTUALI ANOMALIE

La valutazione delle prove di carico effettuate è basata sui valori forniti dall'andamento della deformata longitudinale, dall'aumento più o meno lineare dei valori in seguito all'applicazione di un carico via via crescente nonché dalla ripetersi dei risultati.

Tutte le prove di carico, hanno presentato, in cicli di carico successivi e distinti, risultati del tutto soddisfacenti e compatibili con i comportamenti di tipo elastico lineare previsti.

Le prove sui materiali hanno fornito valori tipici di un calcestruzzo impiegato per strutture in elevazione, avendo avuto l'accortezza di scartare dei valori eccessivamente limitati e non significativi per l'elaborazione dei dati.

#### 6. MODALITÀ DI VERIFICA NUMERICA DELLE STRUTTURE





Le indagini effettuate hanno consentito la determinazione diretta della geometria degli elementi, di alcuni dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali presenti.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali, sono state determinate sulla base dei risultati delle prove sperimentali. Pertanto nella modellazione è stato adottato il seguente valore di resistenza per il calcestruzzo e per le barre d'armatura per la valutazione della idoneità statica per gli stati limite ultimi

|         |   |  |
|---------|---|--|
| Corpo A | CLS Rck 250                                   | ACCIAIO FeB44k                                 |
|         | $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 12,5 \text{ MPa}$ | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 373,9 \text{ MPa}$ |
| Corpo B | CLS Rck 300                                   | ACCIAIO FeB44k                                 |
|         | $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 15,6 \text{ MPa}$ | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 373,9 \text{ MPa}$ |

La modellazione strutturale ha consentito la determinazione delle sollecitazioni massime derivanti dall'applicazione delle azioni permanenti e variabili previste dal DM 14/01/2008 "Norme Tecniche sulle Costruzioni" così da definire il grado di sicurezza della struttura attuale nei confronti delle azioni statiche.

Inoltre per quanto riguarda i solai è stata effettuata una verifica statica delle 6 tipologie di sezioni indagate dalla SGM S.r.l.

## 7. RISULTATI DELLA VERIFICA NUMERICA

In allegato al presente certificato, è riportata la relazione di calcolo che include le verifiche per le azioni statiche di progetto, determinate sulla base dei valori di calcolo delle sollecitazioni e delle sezioni resistenti delle travi e dei pilastri dell'edificio, individuando in particolare i coefficienti di sicurezza, per lo stato limite ultimo di pressoflessione e taglio dei pilastri. Risulta che tutti gli elementi portanti del Corpo A e del Corpo B sono verificati per le azioni statiche.

Le verifiche di resistenza dei solai ai piani dimostrano come le sezioni resistenti



siano adeguate per sopportare i carichi statici previsti dalle normative vigenti.

Si può quindi affermare che le valutazioni dello stato di sicurezza hanno evidenziato l' idoneità statica delle strutture esistenti.

## 8. CERTIFICATO D'IDONEITA' STATICA DEL CORPO SUD DELL'EX P. O. "CELESIA

Visti i risultati delle prove di carico statico e delle altre indagini condotte sugli orizzontamenti dell'edificio in oggetto;

Considerato l'esito positivo dei controlli e delle verifiche teoriche riportate nelle relazioni di calcolo allegate;

Il sottoscritto Ing. Massimo Morelli

### CERTIFICA

che gli orizzontamenti dell'edificio in oggetto sono staticamente idonei e posseggono una portata di 300 Kg/mq utile, oltre ai pesi propri ed ai carichi permanenti presenti, come previsto dalla vigente Norma per locali suscettibili di affollamento.

Il medesimo, sulla scorta di una modellazione analitica allegata al presente certificato, tenuto conto delle caratteristiche delle strutture portanti quali travi e pilastri nonché delle fondazioni

### CERTIFICA PERTANTO

L' idoneità dell'edificio ad essere adibito a Residenza Socio-Sanitaria

### A CONDIZIONE CHE

non vengano apportate modifiche alle strutture attualmente presenti.

Il sottoscritto

### EVIDENZIA



sismico dell'intera struttura nel caso si intenda sottoporre l'edificio ad interventi quali:

- a) sopraelevazione od ampliamento dell'edificio;
- b) variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanententi e accidentali combinati con opportuni coefficienti) al singolo piano superiori al 20%;
- c) interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
- d) interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso,
- e) adibire l'edificio a struttura di interesse strategico la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile ovvero che possa assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso quali gli edifici destinati allo svolgimento di funzioni pubbliche.

Costituiscono parte integrante del presente certificato:

1. Relazione P 2587/04 del 11/10/2004 della SGM S.r.l. di Perugia;
2. Relazione di calcolo relativa alla verifica statica;
3. Allegato alla relazione di calcolo relativa alla verifica statica.

Perugia, 15 / 07 / 2009





**REGIONE LIGURIA  
PROVINCIA DI GENOVA  
COMUNE DI GENOVA**

**CORPO SUD DELL'EDIFICIO  
EX PRESIDIO OSPEDALIERO "CELESIA"  
GENOVA - RIVAROLO  
DA ADIBIRE A RESIDENZA SOCIO-SANITARIA**

**OGGETTO**

**VERIFICA TECNICA DELLO STATO DI SICUREZZA NEI CONFRONTI  
DELL'AZIONE STATICA AI SENSI DEL D.M. 14/01/2008**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
RELATIVA ALLA VERIFICA STATICA**





# SOMMARIO

|   |    |
|---|----|
| SOMMARIO .....  | 2  |
| 1. PREMESSA.....  | 3  |
| 1.1 <i>Descrizione del Corpo Sud</i> .....  | 3  |
| 2. NORMATIVE ADOTTATE .....   | 4  |
| 3. INDAGINI ESEGUITE SUL CORPO SUD .....  | 4  |
| 4. LA VALUTAZIONE DELLO STATO DI SICUREZZA NEI CONFRONTI DELL' AZIONE STATICA ..... | 5  |
| 4.1 <i>Caratteristiche delle strutture e dei materiali</i> .....                    | 5  |
| 4.2 <i>Modellazione della struttura</i> .....                                       | 7  |
| 4.3 <i>Analisi dei carichi</i> .....  | 9  |
| 4.4 <i>Verifiche di resistenza degli elementi strutturali</i> .....                 | 11 |
| 4.4.1 <i>Verifica solai</i> .....   | 11 |
| 5. CONCLUSIONI .....  | 17 |

## **2. Normative adottate**

Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche dei materiali soggetti ad indagine, assunte nella verifica statica, si è fatto riferimento alle seguenti normative:

- UNI EN 12504-1 (dimensioni ridotte dei provini);
- UNI 10834 (effetto di disturbo all'estrazione dei provini);
- British Standards.

Per quanto riguarda la determinazione dei carichi e sovraccarichi considerati e le verifiche agli stati limite condotte per la valutazione dell'idoneità statica, si è fatto riferimento alla vigente Norma:

- D.M. 14/01/2008:

"Norme tecniche per le costruzioni".

## **3. Indagini eseguite sul Corpo Sud**

Il Corpo Sud è stato oggetto di una serie di indagini: inizialmente, si è provveduto a reperire le copie di archivio degli elaborati progettuali così da acquisire dati fondamentali, verificando l'esistenza della documentazione disponibile riguardo gli esecutivi delle strutture, le relazioni di calcolo, le relazioni geologiche, ecc..

Successivamente, si è svolta un'ampia campagna di indagini sperimentali effettuata dalla SGM S.r.l. di Perugia, Laboratorio Autorizzato dal Min. Infrastrutture, per la determinazione delle caratteristiche chimico-fisiche-meccaniche delle strutture e dei materiali presenti, procedendo contestualmente ad un rilievo strutturale dei fabbricati costituenti il Corpo Sud.

I risultati della campagna di indagini eseguite sono riportati nella relazione P 2587/04 del 11/10/2004 della SGM S.r.l. che costituisce parte integrante della presente relazione.

In particolare sono state eseguite le seguenti indagini:

- N.2 prove di carico, al piano secondo del Corpo A, su solai in laterocemento di luce 4,2 m e 6,6 m applicano una forza concentrata equivalente ad un carico distribuito di 400 Kg/mq;
- N.4 indagini per il rilievo della geometria delle strutture fondali dei Corpi A e B;
- N.102 indagini pachometriche per la localizzazione dei ferri di armatura nel cemento armato;
- N.21 prelievi di carote in calcestruzzo da elementi strutturali in c.a. per prove meccaniche effettuate presso il Laboratorio Autorizzato SGM;
- N.10 prelievi di barre di acciaio da elementi strutturali in c.a. per prove meccaniche effettuate presso il Laboratorio Autorizzato SGM;
- N.6 saggi video endoscopici su solai dell'edificio per individuarne la geometria ed il rilievo dell'orditura.

Le prove di carico hanno consentito di valutare come soddisfacente il comportamento sperimentale dei solai ed in linea con i valori di riferimento dei parametri caratteristici di rapporto percentuale fra area di isteresi ed area di carico, fuori linearità massima al carico, permanenza e ripetibilità.

Le indagini pachometriche hanno consentito di determinare l'armatura e la disposizione di ferri longitudinali e staffe di travi, pilastri, etc.

Sulle carote di calcestruzzo prelevate da elementi strutturali in c.a., sono state eseguite in Laboratorio,



prove di compressione per la determinazione della resistenza a compressione nonché determinazione della velocità ultrasonica mediante lettura di tipo diretto; sulle barre di acciaio sono state eseguite in Laboratorio, prove di trazione e piegamento/raddrizzamento per la determinazione della tensione di snervamento e di rottura.

#### **4. La valutazione dello stato di sicurezza nei confronti dell'azione statica**

La valutazione dello stato di sicurezza degli edifici allo stato attuale è stata realizzata in fasi successive.

I risultati della campagna di indagini sperimentali e delle prove di laboratorio hanno permesso di stimare la quantità e la resistenza a trazione delle armature, la resistenza a compressione del cls presente nei due fabbricati costituenti il Corpo Sud. In particolare per il calcestruzzo è stato ricavato il valore della resistenza a compressione  $R_{ck}$  per ogni edificio, sulla base dei risultati delle prove sperimentali, come illustrato nella tabella seguente.

|                               |                            |
|-------------------------------|----------------------------|
| <b>R<sub>ck</sub> Corpo A</b> | <b>25 N/mm<sup>2</sup></b> |
| <b>R<sub>ck</sub> Corpo B</b> | <b>30 N/mm<sup>2</sup></b> |

Dalle prove di trazione della barre di acciaio prelevate dagli elementi strutturali, è stata ricavata la tensione media di snervamento e la tensione media di rottura. I valori rilevati sono mediamente superiori a quelli caratteristici dell'acciaio **Feb44k**.

Sulla base di queste informazioni è stata realizzata una modellazione ad elementi finiti di ciascun edificio, su cui è stata sviluppata un'analisi statica lineare.

#### **4.1 Caratteristiche delle strutture e dei materiali**

Le indagini effettuate sugli elementi del fabbricato, hanno consentito la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei materiali costituenti la strutture portanti dell'edificio.

Sono state individuate le seguenti caratteristiche:

*Geometria:* la geometria della struttura è stata ricavata in base ai disegni originali, verificando mediante un rilievo visivo a campione sugli elementi indagati, l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali sono tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli pur essendo disponibili dai disegni costruttivi, sono stati verificati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È stata effettuata la verifica in-situ delle armature, del copriferro e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti sono tali da consentire verifiche locali di resistenza.

*Proprietà dei materiali:* sono disponibili le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, dedotte dai risultati delle indagini sperimentali e dagli elaborati grafici di archivio. Le caratteristiche sono quelle indicate nel progetto originale, per le quali è stata fatta una verifica sulla base dei risultati delle prove sperimentali. Nel caso di dati discordanti si è proceduto alla sostituzione dei valori di progetto con quelli sperimentali all'interno della modellazione della struttura.



- **Calcestruzzo**

Sulla base dei risultati delle prove sperimentali è stato ricavato il valore della Resistenza a compressione del cls per i Corpi A e B, considerando gli incrementi previsti dalle Normative UNI EN 12504-1 (dimensioni ridotte dei provini), UNI 10834 (effetto di disturbo all'estrazione dei provini) e British Standards.





Il valore di Rck per il Corpo A, ottenuto dalla media delle resistenze, risulta:

|             | Resistenza<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | Valori incrementati<br>(UNI EN 12504-1) | Incremento 20%<br>(UNI 10834) | incremento 20%<br>(British Standards) |
|-------------|------------------------------------|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| Piano 2     | 14.5                               | 14.9 (+3%)                              | 17,9                          | 21,5                                  |
|             | 12.9                               | 15.5 (+20%)                             | 18,6                          | 22,3                                  |
| Piano 1     | 14.1                               | 14.5 (+3%)                              | 17,4                          | 20,9                                  |
|             | 18.2                               | 18.7 (+3%)                              | 22,5                          | 27,0                                  |
|             | 14.1                               | 16.9 (+20%)                             | 20,3                          | 24,4                                  |
| Piano terra | 11.8                               | 11.8                                    | 14,2                          | 17,0                                  |
|             | 16.4                               | 16.4                                    | 19,7                          | 23,6                                  |
|             | 15.0                               | 18.0 (+20%)                             | 21,6                          | 25,9                                  |
|             | 17.6                               | 21.1 (+20%)                             | 25,3                          | 30,4                                  |
| Piano -1    | 15.7                               | 18.8 (+20%)                             | 22,6                          | 27,1                                  |
|             | 16.5                               | 19.8 (+20%)                             | 23,8                          | 28,6                                  |
| Piano -2    | 16.8                               | 16.8                                    | 20,2                          | 24,4                                  |

|   | diametro | incremento |   |
|---|----------|------------|---|
|  carote      | 7,5 cm   | (+3%)      | Resistenza<br>media                                       |
|   | 5 cm     | (+7%)      |   |
|  microcarote | 2,5 cm   | (+20%)     | <b>Rck Corpo A <math>\cong</math> 25 N/mm<sup>2</sup></b> |

Il valore di Rck per il Corpo B, ottenuto dalla media delle resistenze, risulta:

|             | Resistenza<br>[N/mm <sup>2</sup> ] | Valori incrementati<br>(UNI EN 12504-1) | Incremento 20%<br>(UNI 10834) | incremento 20%<br>(British Standards) |
|-------------|------------------------------------|---|-------------------------------|---------------------------------------|
| Piano 2     | 22.0                               | 22.0                                    | 26,4                          | 31,7                                  |
| Piano 1     |                                    |   |                               |                                       |
| Piano terra |                                    |   |                               |                                       |
| Piano -1    | 25.9                               | 26.6 (+3%)                              | 32,0                          | 38,4                                  |
| Piano -2    | 23.8                               | 23.8                                    | 28,5                          | 34,2                                  |
|             | 16.3                               | 16.3                                    | 19,5                          | 23,4                                  |
|             | 14.3                               | 17.1 (+20%)                             | 20,6                          | 24,7                                  |

|   | diametro | incremento |   |
|---|----------|------------|---|
|  carote      | 7,5 cm   | (+3%)      | Resistenza<br>media                                       |
|   | 5 cm     | (+7%)      |   |
|  microcarote | 2,5 cm   | (+20%)     | <b>Rck Corpo B <math>\cong</math> 30 N/mm<sup>2</sup></b> |

- **Acciaio**

Dagli elaborati grafici di archivio e dalle prove sperimentali sono stati ricavati la quantità e la posizione dell'armatura nelle travi e nei pilastri, che è costituita in parte da barre lisce e in parte da barre ad aderenza migliorata.

Sulla base delle indagini effettuate e considerando l'epoca di costruzione dell'edificio è stato considerato un acciaio Feb44k, con una tensione caratteristica di snervamento di  $4400 \text{ kg/cm}^2$  e una tensione caratteristica di rottura di  $5500 \text{ kg/cm}^2$ .

## 4.2 Modellazione della struttura

Il calcolo delle strutture è stato eseguito mediante SISMICAD, programma di calcolo elaborato dalla CONCRETE S.r.l., utilizzando un modello tridimensionale, realizzato sulla base degli elaborati grafici e dei rilievi effettuati.

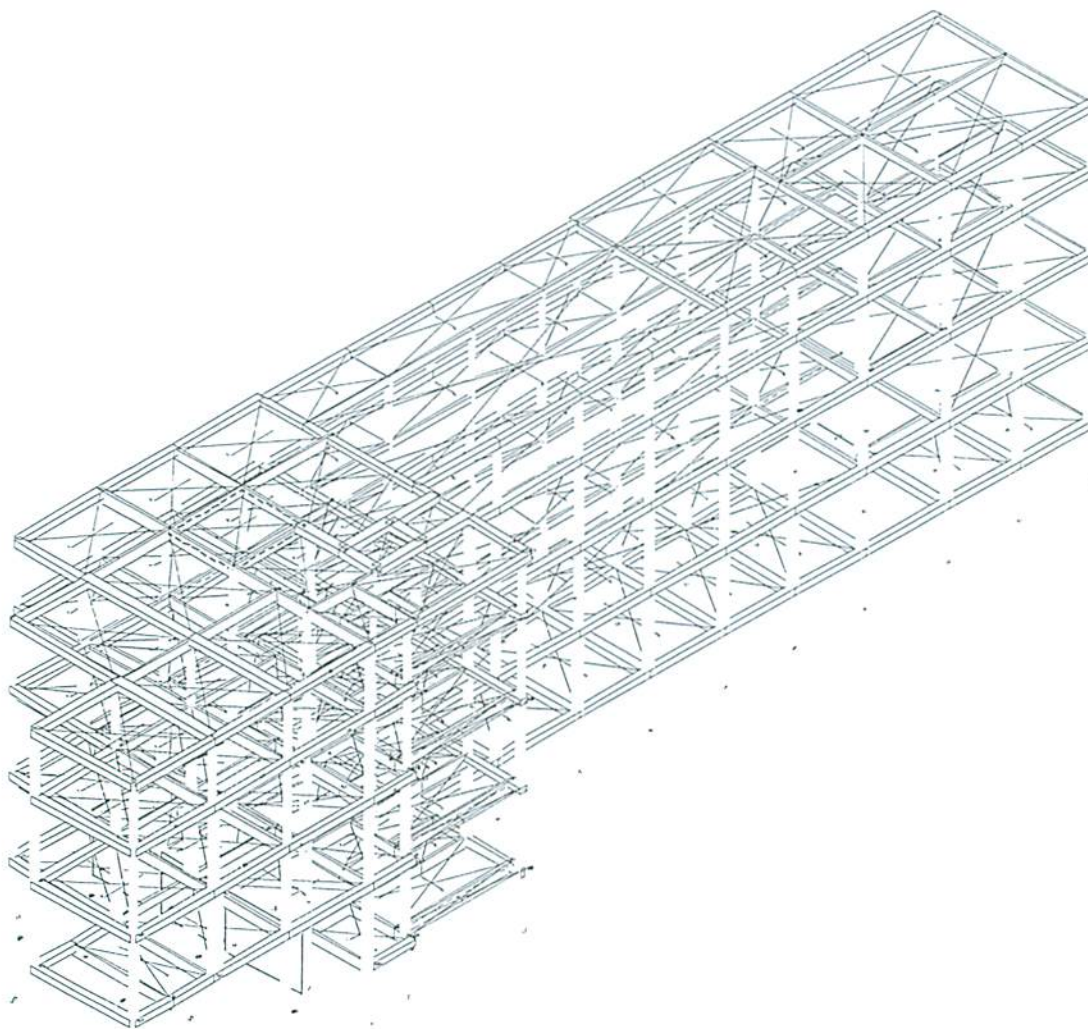


Fig. 2.1 – Modello Sismicad Corpo A



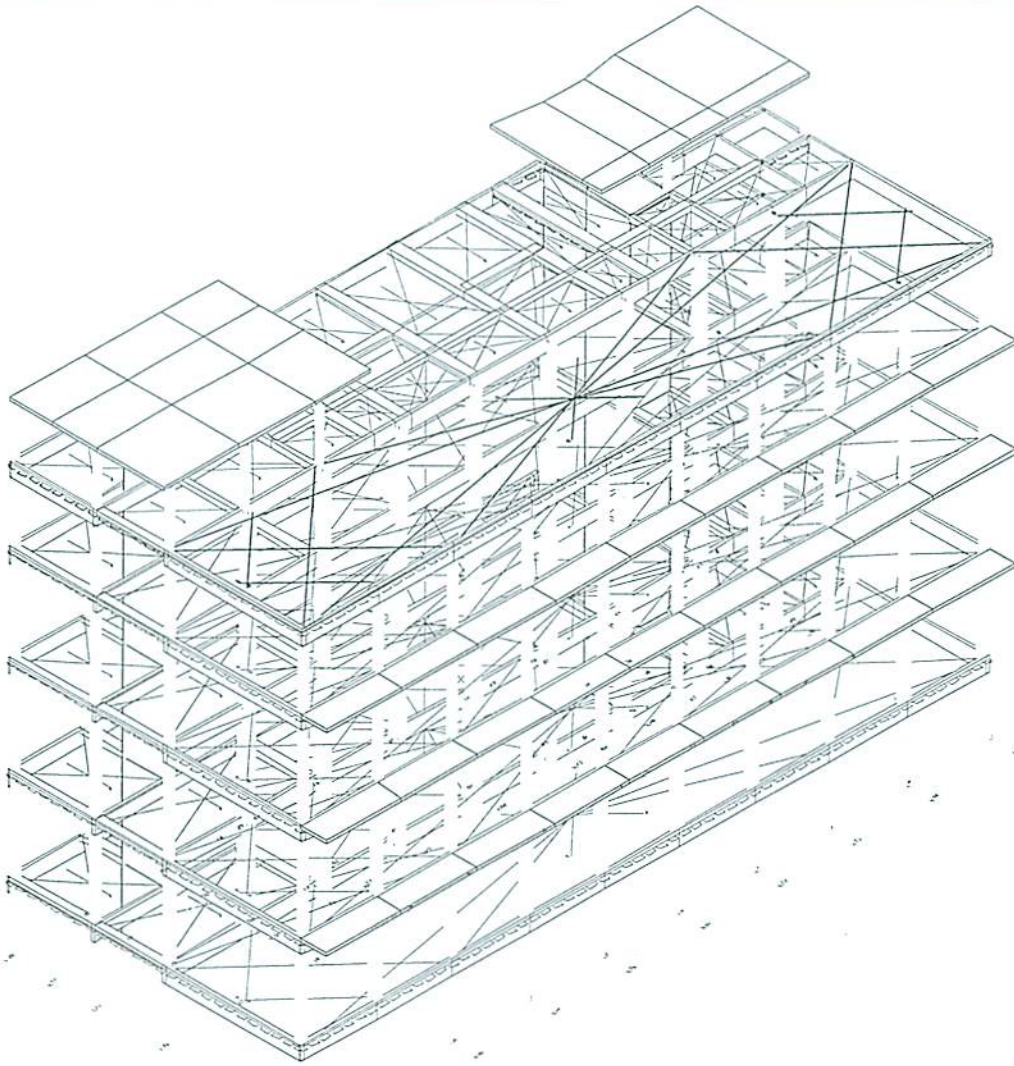


Fig. 2.2 – Modello Sismicad Corpo B

La presenza di elementi di collegamento e di edifici adiacenti ai due fabbricati, è stato schematizzato introducendo dei vincoli traslazionali (caratterizzati da una costante elastica  $K$ ) in corrispondenza dei nodi situati lungo i piani corrispondenti.

La costante elastica  $K$  ai vari livelli è stata determinata analiticamente, considerando la rigidezza degli elementi di collegamento.

Di seguito si riporta la tabella con i valori delle costanti così determinate.

| <b>Corpo A</b>   | $K_x$ [daN/cm]    | $K_y$ [daN/cm] |
|------------------|-------------------|----------------|
| solaio Livello 1 | Bloccato          | Bloccato       |
| solaio Livello 2 | $3,0 \times 10^5$ | Bloccato       |
| solaio Livello 3 | Bloccato          | Bloccato       |

| <b>Corpo B</b>   | $K_x$ [daN/cm]    | $K_y$ [daN/cm] |
|------------------|-------------------|----------------|
| solaio Livello 1 | Libero            | Bloccato       |
| solaio Livello 2 | $3,0 \times 10^5$ | Bloccato       |



I telai realizzati secondo le due direzioni principali X e Y presentano lo sviluppo planimetrico riportato in Fig. 2.2.

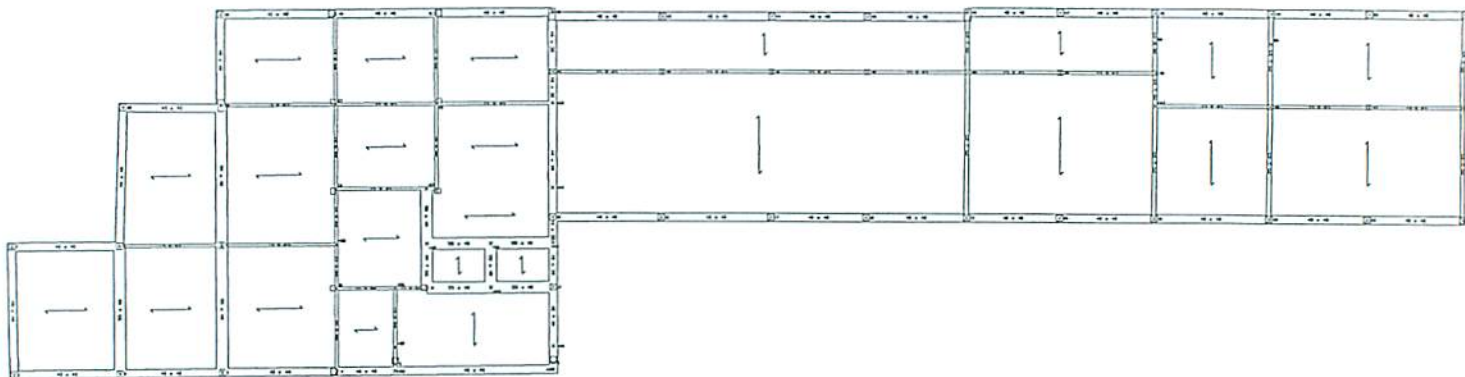


Fig. 2.3 – Pianta piano tipo Corpo A

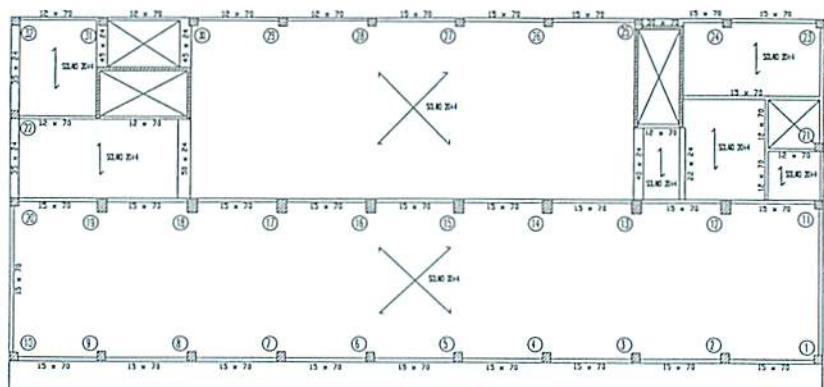


Fig. 2.4 – Pianta piano tipo Corpo B

### 4.3 Analisi dei carichi

La stima dei carichi permanenti è stata effettuata sulla base degli elaborati grafici di archivio e dei rilievi.

I sovraccarichi variabili di esercizio sono quelli indicati alla Tabella 3.1.II del D.M. 14/01/2008.

Il carico della neve è quello previsto al punto 3.4 del D.M. 14/01/2008 è stato valutato con l'espressione:  $q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$

in cui  $\mu_i = 0,8$                       coefficiente di forma  
 $C_E = 1$                                 coefficiente di esposizione  
 $C_t = 1$                                 coefficiente termico

Per il Comune di Genova (Zona II) si ha:

$a_s = 77 \text{ m slm} < 200 \text{ m slm}$

$q_{sk} = 1,00 \text{ KN/m}^2$                       valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo

quindi:

$q_s = 0,80 \text{ KN/m}^2 = 80 \text{ daN/m}^2$

Per la verifica della struttura sono stati considerati i carichi seguenti:

### **CORPO A**

- CARICHI DI SUPERFICIE AI PIANI**

|                        | Permanenti [daN/m <sup>2</sup> ] | Variabili [daN/m <sup>2</sup> ] | Neve [daN/m <sup>2</sup> ] |
|------------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Solaio interpiano 12+4 | 540                              | 300                             |                            |
| Copertura piana        | 400                              |                                 | 80                         |

- CARICHI LINEARI AD AZIONE VERTICALE**

|                                       | Permanenti [daN/cm] | Variabili [daN/cm] | Neve [daN/cm] |
|---------------------------------------|---------------------|--------------------|---------------|
| Tamponatura (h=3 m)                   | 10.2                |                    |               |
| Tamponatura (h=4 m)                   | 13.6                |                    |               |
| Cornicione                            | 2.8                 |                    | 0.9           |
| Tamponatura (h=3 m)+cornicione        | 13                  |                    | 0.9           |
| Locali tecnici in copertura (h=1,2 m) | 9.4                 |                    | 1.1           |
| Locali tecnici in copertura (h=2,2 m) | 10.6                |                    | 0.7           |
| Rampe scale                           | 8.8                 | 6.8                |               |
| Pianerottoli scale                    | 10                  | 6.8                |               |

### **CORPO B**

- CARICHI DI SUPERFICIE AI PIANI**

|                                       | Permanenti [daN/m <sup>2</sup> ] | Variabili [daN/m <sup>2</sup> ] | Neve [daN/m <sup>2</sup> ] |
|---------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Solaio interpiano 20+4                | 620                              | 300                             |                            |
| Sovraccar. balconi                    | 140                              | 400                             |                            |
| Copertura piana e locali tecnici      | 480                              |                                 | 80                         |
| Sovraccarico copertura locali tecnici | 80                               |                                 | 80                         |

- CARICHI LINEARI AD AZIONE VERTICALE**

|                                    | Permanenti [daN/cm] | Variabili [daN/cm] | Neve [daN/cm] |
|------------------------------------|---------------------|--------------------|---------------|
| Tamponatura (h=3 m)                | 10.2                |                    |               |
| Tamponatura (h=4 m)                | 13.6                |                    |               |
| Tamponatura loc. tecnici (h=2,2 m) | 7.5                 |                    |               |
| Cornicione                         | 2.8                 |                    | 0.9           |

## 4.4 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

Sulla base dei valori di calcolo delle sollecitazioni e delle sezioni resistenti di travi e pilastri dei due edifici, gli elementi risultano verificati per le azioni statiche.

I dettagli delle verifiche dei pilastri sono riportati in Allegato.

### 4.4.1 Verifica solai

Si effettua la verifica dei solai esistenti, considerando i carichi indicati al paragrafo 4.3. Le indagini sperimentali della SGM S.r.l., riportate nella Relazione P2587/04 del 11/10/2004, hanno consentito la determinazione della sezione resistente e le armature presenti nei travetti.

#### □ Solaio calpestio in laterocemento a piano 1° interrato - Endo 1 (h=12+4 cm)

carico permanente  $G_k = 540 \text{ kg/m}^2$

carico variabile  $Q_k = 300 \text{ kg/m}^2$

Il calcestruzzo e l'acciaio presenti nel solaio hanno le seguenti resistenze caratteristiche:

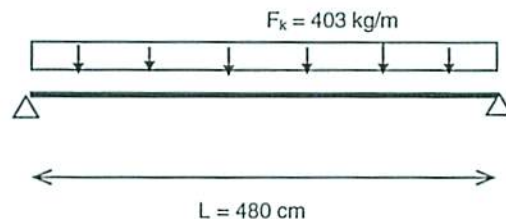
$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$   $f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2$  (Feb44k)

L'interasse dei travetti è pari a 35 cm per cui si ha:

$F_k = (1,3 \times 540 + 1,5 \times 300) \times 0,35 = 403 \text{ kg/m}$  carico per unità di lunghezza sul travetto (A1-STR)

$l = 4,80 \text{ m}$

Si considera un vincolo di semincastro agli estremi.

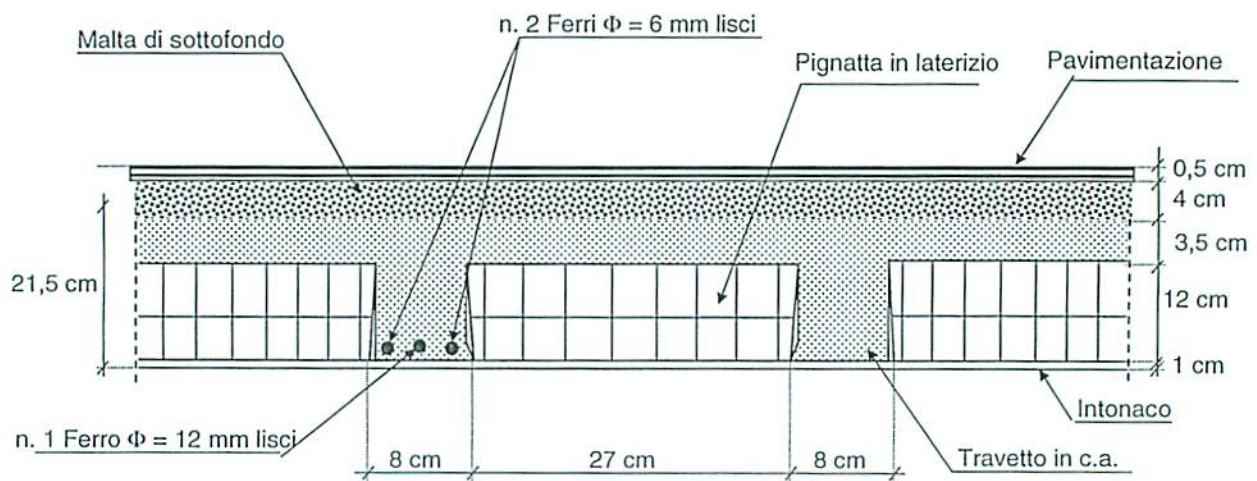


Verifica a flessione

la sollecitazione massima sul singolo travetto risulta:

$$M_{d,max} = F_k l^2 / 10 = 403 \times 4,80^2 / 10 = 929 \text{ Kg m} = 9,29 \text{ kN m}$$

La sezione resistente presenta le dimensioni seguenti:





In mezzeria è stata rilevata un armatura inferiore  $A_s = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$x = 3,19 \text{ cm}$$

Il momento limite risulta:

$$M_{lim} = 11,60 \text{ kNm} > M_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

#### □ Solaio calpestio in laterocemento a piano 1° - Endo 3 (h=20+10 cm)

carico permanente  $G_k = 620 \text{ kg/m}^2$

carico variabile  $Q_k = 300 \text{ kg/m}^2$

Il calcestruzzo e l'acciaio presenti nel solaio hanno le seguenti resistenze caratteristiche:

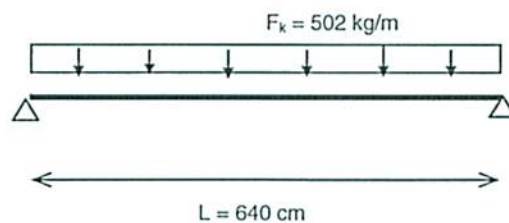
$$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Feb44k)}$$

L'interasse dei travetti è pari a 40 cm per cui si ha:

$$F_k = (1,3 \times 620 + 1,5 \times 300) \times 0,40 = 502 \text{ kg/m} \quad \text{carico per unita di lunghezza sul travetto (A1-STR)}$$

$$l = 6,40 \text{ m}$$

Si considera un vincolo di semincastro agli estremi.

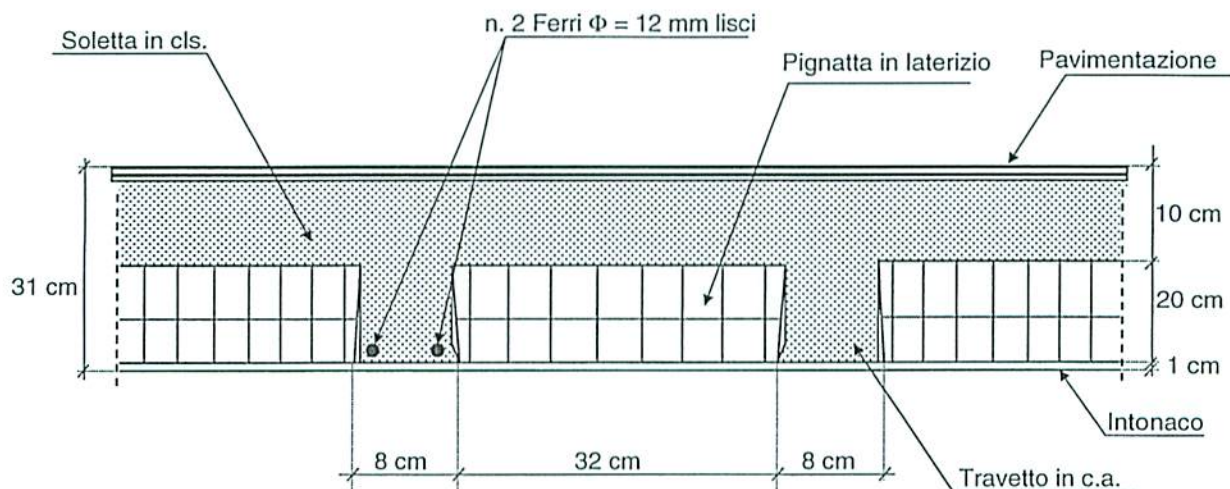


Verifica a flessione

la sollecitazione massima sul singolo travetto risulta:

$$M_{d,max} = F_k l^2 / 10 = 502 \times 6,40^2 / 10 = 2056 \text{ Kg m} = 20,56 \text{ kN m}$$

La sezione resistente presenta le dimensioni seguenti:



In mezzeria è stata rilevata un armatura inferiore  $A_s = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$x = 3,58 \text{ cm}$$

Il momento limite risulta:

$$M_{lim} = 22,57 \text{ kNm} > M_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

□ **Solaio copertura in laterocemento a piano 2° - Endo 4 (h=18+6 cm)**

carico permanente  $G_k = 480 \text{ kg/m}^2$

carico variabile  $Q_k = 80 \text{ kg/m}^2$

Il calcestruzzo e l'acciaio presenti nel solaio hanno le seguenti resistenze caratteristiche:

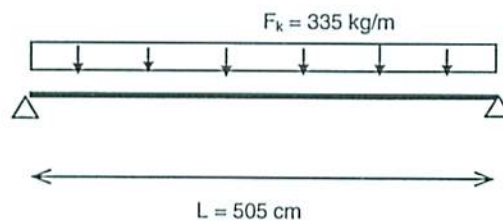
$$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Feb44k)}$$

L'interasse dei travetti è pari a 45 cm per cui si ha:

$$F_k = (1,3 \times 480 + 1,5 \times 80) \times 0,45 = 335 \text{ kg/m} \quad \text{carico per unita di lunghezza sul travetto (A1-STR)}$$

$$l = 5,05 \text{ m}$$

Si considera un vincolo di semincastro agli estremi.

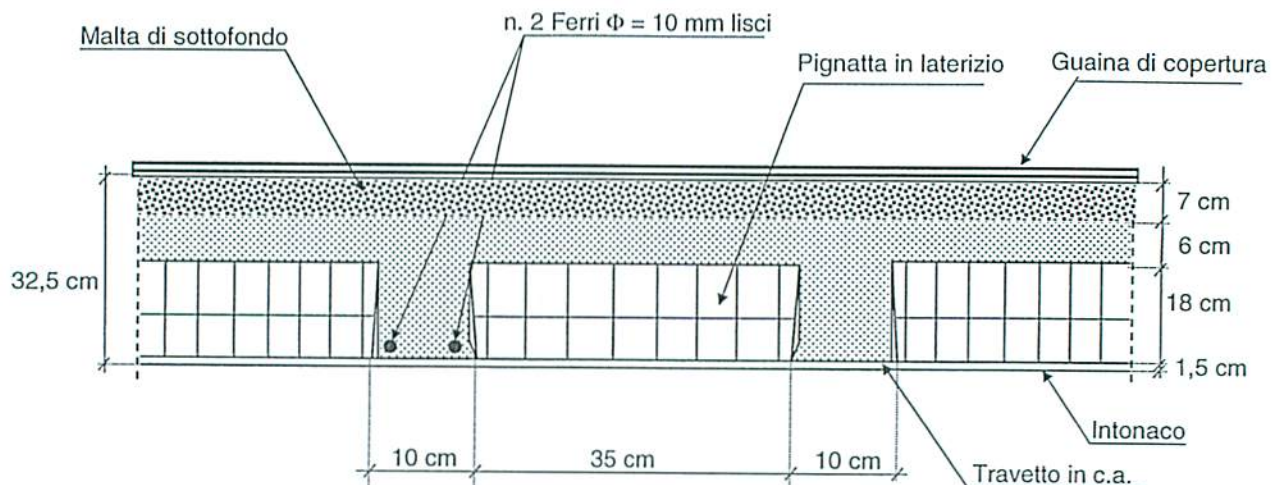


Verifica a flessione

la sollecitazione massima sul singolo travetto risulta:

$$M_{d,max} = F_k l^2 / 10 = 335 \times 5,05^2 / 10 = 854 \text{ Kg m} = 8,54 \text{ kNm}$$

La sezione resistente presenta le dimensioni seguenti:





In mezzeria è stata rilevata un armatura inferiore  $A_s = 2\phi 10 = 1,57 \text{ cm}^2$ .

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$x = 2,46 \text{ cm}$$

Il momento limite risulta:

$$M_{lim} = 12,40 \text{ kNm} > M_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

□ **Solaio copertura in laterocemento a piano 2° - Endo 5 (h=12+4 cm)**

carico permanente  $G_k = 400 \text{ kg/m}^2$

carico variabile  $Q_k = 80 \text{ kg/m}^2$

Il calcestruzzo e l'acciaio presenti nel solaio hanno le seguenti resistenze caratteristiche:

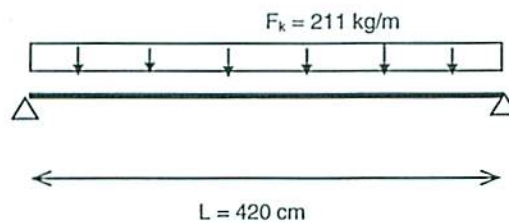
$$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Feb44k)}$$

L'interasse dei travetti è pari a 33 cm per cui si ha:

$$F_k = (1,3 \times 400 + 1,5 \times 80) \times 0,33 = 211 \text{ kg/m} \quad \text{carico per unita di lunghezza sul travetto (A1-STR)}$$

$$l = 4,20 \text{ m}$$

Si considera un vincolo di semincastro agli estremi.

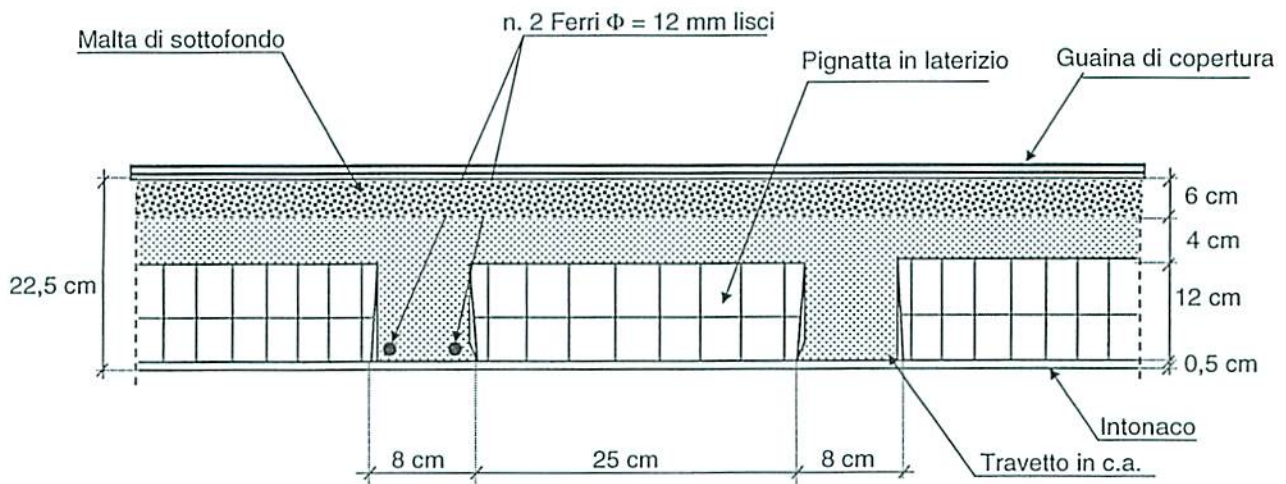


Verifica a flessione

la sollecitazione massima sul singolo travetto risulta:

$$M_{d,max} = F_k l^2 / 10 = 211 \times 4,20^2 / 10 = 372 \text{ Kg m} = 3,72 \text{ kN m}$$

La sezione resistente presenta le dimensioni seguenti:



In mezzeria è stata rilevata un armatura inferiore  $A_s = 2\phi 12 = 2,26 \text{ cm}^2$ .

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$x = 3,13 \text{ cm}$$

Il momento limite risulta:

$$M_{lim} = 10,77 \text{ kNm} > M_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

□ **Solaio copertura in laterocemento a piano 2° - Endo 6 (h=20+4 cm)**

carico permanente  $G_k = 480 \text{ kg/m}^2$

carico variabile  $Q_k = 80 \text{ kg/m}^2$

Il calcestruzzo e l'acciaio presenti nel solaio hanno le seguenti resistenze caratteristiche:

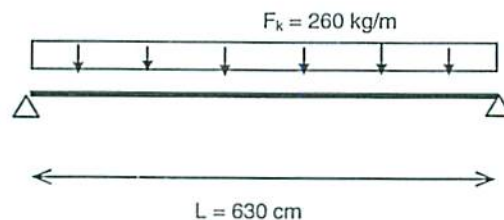
$$R_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{yk} = 4300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Feb44k)}$$

L'interasse dei travetti è pari a 35 cm per cui si ha:

$$F_k = (1,3 \times 480 + 1,5 \times 80) \times 0,35 = 260 \text{ kg/m} \quad \text{carico per unità di lunghezza sul travetto (A1-STR)}$$

$$l = 6,30 \text{ m}$$

Si considera un vincolo di semincastro agli estremi.

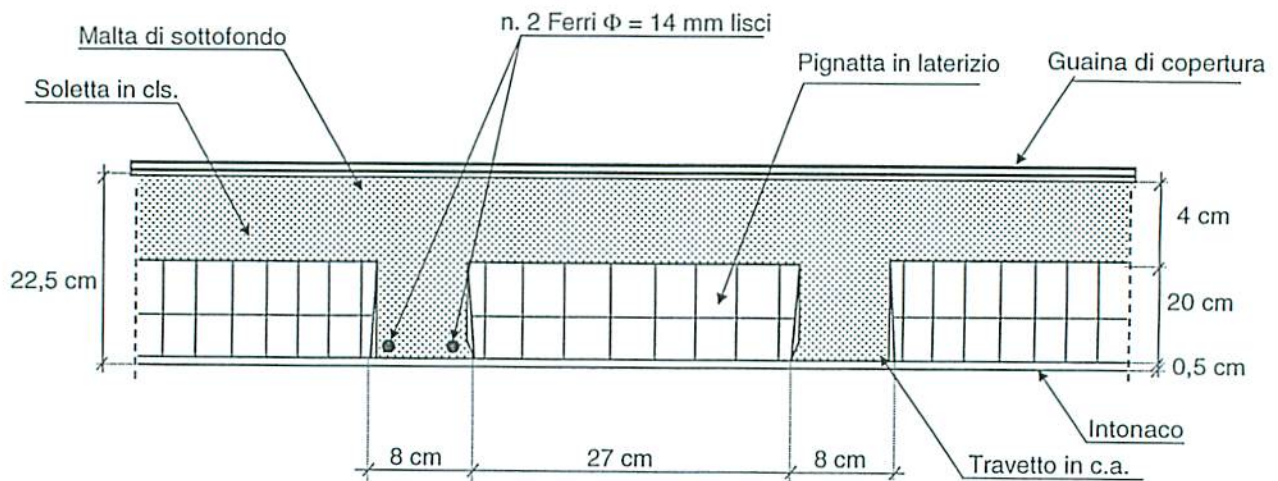


Verifica a flessione

la sollecitazione massima sul singolo travetto risulta:

$$M_{d,max} = F_k l^2 / 10 = 260 \times 6,30^2 / 10 = 1034 \text{ Kg m} = 10,34 \text{ kN m}$$

La sezione resistente presenta le dimensioni seguenti:





In mezzeria è stata rilevata un armatura inferiore  $A_s = 2\phi 14 = 3,08 \text{ cm}^2$ .

La posizione dell'asse neutro risulta:

$$x = 4,28 \text{ cm}$$

Il momento limite risulta:

$$M_{lim} = 23,42 \text{ kNm} > M_{max}$$

La verifica è soddisfatta.

## 5. Conclusioni

Le verifiche tecniche hanno consentito la definizione dello stato di sicurezza dell'edificio nei confronti delle azioni statiche, previste dal D.M. del 14.01.2008.

I carichi verticali per i quali sono state condotte le verifiche, sono costituiti dai pesi propri, dai carichi permanenti e da quelli accidentali considerati, per i solai di interpiano, carichi verticali uniformemente distribuiti di valore caratteristico  $300 \text{ daN/m}^2$ , congruenti con la destinazione d'uso di Residenza Socio-Sanitaria. Le altre zone, quali coperture, balconi, rampe e pianerottoli, locali tecnici in copertura, etc., hanno i valori indicati al cap. 4.3, congruenti con la Norma vigente.

In seguito all'applicazione di tali carichi, le caratteristiche di resistenze risultano soddisfacenti sia per le barre d'armatura (pari a quella dell'acciaio FeB44k), sia per quanto riguarda il cls (classe Rck 250 per il Corpo A e Rck 300 per il Corpo B).

In particolare, le verifiche di resistenza dei pilastri risultano soddisfatte sia a pressoflessione che a taglio. Anche le verifiche delle travi risultano soddisfatte. Il tasso di lavoro delle fondazioni è inferiore a quello ammissibile indicato nella relazione geologica.

Inoltre le verifiche di resistenza dei solai ai piani e del solaio di copertura dimostrano come le sezioni resistenti siano adeguate per sopportare i carichi statici previsti dalle normative vigenti.

Si può quindi affermare che le valutazioni dello stato di sicurezza hanno evidenziato l'idoneità delle strutture esistenti, come da apposito certificato di idoneità statica da me sottoscritto.

Perugia, li 15 luglio 2009

