

Giuseppe Barberio



Dario Flaccovio Editore

Progettare in c.a. per classi di duttilità

[Scheda sul sito >](#)

Progetto e verifica di edifici in CD“A” e CD“B”



- Calcolo di solai, travi e pilastri ✓
- Fondazioni, corpo ascensore ✓
- Analisi dinamica modale, analisi statica non lineare ✓
- Disegni esecutivi, specifiche sui materiali ✓

Giuseppe Barberio

**PROGETTARE IN C.A.
PER CLASSI DI DUTTILITÀ
PROGETTO E VERIFICA DI EDIFICI IN CD”A” E CD”B”**



Dario Flaccovio Editore

Alla mia famiglia

Alla conoscenza

Alla scienza

Giuseppe Barberio

PROGETTARE IN C.A. PER CLASSI DI DUTTILITÀ

ISBN 978-88-579-0120-6

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: febbraio 2012

Barberio, Giuseppe <1983->

Progettare in c.a. per classi di duttilità - progetto e verifica di edifici in cd"a" e cd"b" / Giuseppe

Barberio. - Palermo : D. Flaccovio, 2012

ISBN 978-88-579-0120-6

1. Strutture in cemento armato. Elasticità.

624.18 CDD-22

SBN Pal0240114

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, febbraio 2012

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

INDICE

Premessa

1. Cenni introduttivi

| | | |
|---|------|----|
| 1.1. Evoluzione del calcolo strutturale | pag. | 11 |
| 1.2. Normativa | » | 13 |

2. Descrizione del progetto in cd"b"

| | | |
|--|---|----|
| 2.1. Geometria dell'edificio | » | 17 |
| 2.2. Descrizione del sito | » | 21 |
| 2.2.1. Geologia di base | » | 21 |
| 2.2.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche | » | 22 |
| 2.2.3. Stratigrafia | » | 22 |
| 2.2.3.1. Classificazione sismica | » | 22 |

3. Normativa e materiali

| | | |
|---|---|----|
| 3.1. Normativa | » | 23 |
| 3.2. Materiali | » | 24 |
| 3.2.1. Calcestruzzo | » | 24 |
| 3.2.1.1. Classi di resistenza | » | 24 |
| 3.2.1.2. Classi di esposizione | » | 24 |
| 3.2.1.3. Classi di consistenza | » | 25 |
| 3.2.1.4. Diametro massimo aggregati | » | 25 |
| 3.2.1.5. Additivi | » | 25 |
| 3.2.1.6. Acqua per l'impasto | » | 25 |
| 3.2.1.7. Tipo di cemento | » | 25 |
| 3.2.1.8. Dosaggio di cemento | » | 25 |
| 3.2.1.9. Rapporto acqua/cemento | » | 25 |
| 3.2.1.10. Copriferro | » | 26 |
| 3.2.1.11. Posa in opera | » | 26 |
| 3.2.1.12. Stagionatura | » | 26 |
| 3.2.1.13. Controlli | » | 26 |
| 3.2.2. Acciaio | » | 27 |
| 3.2.2.1. Specifiche per l'acciaio | » | 27 |
| 3.2.2.2. Raggio del mandrino di piegatura | » | 27 |

4. Vita di progetto, carichi e azioni

| | | |
|--|---|----|
| 4.1. Vita nominale e classe d'uso | » | 29 |
| 4.2. Carichi e azioni | » | 30 |
| 4.2.1. Carichi permanenti (G1; G2) | » | 30 |
| 4.2.2. Carichi variabili (Q) | » | 31 |
| 4.2.3. Carico da neve (Q) | » | 31 |
| 4.2.3.1. Valore caratteristico del carico neve al suolo | » | 32 |
| 4.2.3.2. Coefficiente di esposizione | » | 32 |
| 4.2.3.3. Coefficiente termico | » | 33 |
| 4.2.3.4. Coefficiente di forma per le coperture | » | 33 |
| 4.2.3.5. Valore caratteristico del carico neve di progetto | » | 33 |
| 4.2.4. Azione del vento (Q) | » | 33 |
| 4.2.4.1. Velocità di riferimento | » | 34 |
| 4.2.4.2. Pressione del vento | » | 34 |
| 4.2.4.3. Valore caratteristico di progetto della pressione del vento | » | 37 |
| 4.2.5. Azione sismica (E) | » | 38 |
| 4.2.5.1. Stati limite per l'azione sismica | » | 39 |
| 4.2.5.2. Caratteristiche del sottosuolo e topografia | » | 40 |
| 4.2.5.3. Spettro di risposta elastico in accelerazione (orizzontale) | » | 41 |

5. Predimensionamento e combinazioni

| | | |
|--|---|----|
| 5.1. Predimensionamento elementi strutturali | » | 47 |
| 5.1.1. Predimensionamento del solaio | » | 47 |
| 5.1.2. Predimensionamento delle travi | » | 48 |
| 5.1.2.1. Travi emergenti | » | 48 |
| 5.1.2.2. Travi a spessore | » | 49 |

| | | | |
|---|---|---|-----|
| 5.1.3. | Predimensionamento dei pilastri | » | 50 |
| 5.1.4. | Predimensionamento delle travi di pianerottolo | » | 52 |
| 5.1.5. | Predimensionamento del corpo ascensore..... | » | 52 |
| 5.2. | Combinazioni delle azioni | » | 52 |
| 5.2.1. | Combinazioni allo SLU | » | 52 |
| 5.2.2. | Combinazioni allo SLE | » | 53 |
| 6. Modellazione della struttura in edificio in CD"b" | | | |
| 6.1. | Cenni introduttivi..... | » | 55 |
| 6.2. | Modellazione dei materiali | » | 55 |
| 6.3. | Modellazione delle azioni | » | 56 |
| 6.4. | Modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli | » | 57 |
| 6.4.1. | Telaio | » | 57 |
| 6.4.2. | Solaio | » | 57 |
| 6.4.2.1. | Nodo master | » | 58 |
| 6.4.3. | Corpo scala-ascensore | » | 58 |
| 6.4.4. | Vincoli esterni..... | » | 60 |
| 6.4.5. | Modello di calcolo..... | » | 60 |
| 7. Progetto e verifica del solaio | | | |
| 7.1. | Cenni introduttivi..... | » | 63 |
| 7.2. | Progetto solaio di piano | » | 63 |
| 7.2.1. | Analisi dei carichi..... | » | 63 |
| 7.2.2. | Modello di calcolo..... | » | 64 |
| 7.2.3. | Combinazioni dei carichi..... | » | 65 |
| 7.2.4. | Sollecitazioni di progetto..... | » | 67 |
| 7.2.5. | Verifiche a flessione..... | » | 68 |
| 7.2.5.1. | Momenti d'incastro | » | 70 |
| 7.2.5.2. | Lunghezza di ancoraggio | » | 70 |
| 7.2.6. | Verifiche a taglio..... | » | 71 |
| 7.2.7. | Verifica di deformabilità | » | 72 |
| 7.3. | Progetto solaio di copertura..... | » | 73 |
| 7.3.1. | Analisi dei carichi..... | » | 73 |
| 7.3.2. | Combinazioni dei carichi..... | » | 73 |
| 7.3.3. | Sollecitazioni di progetto..... | » | 74 |
| 7.3.4. | Verifiche a flessione..... | » | 75 |
| 7.3.4.1. | Momenti d'incastro | » | 77 |
| 7.3.5. | Verifiche a taglio..... | » | 77 |
| 7.3.6. | Verifica di deformabilità | » | 79 |
| 8. Progetto e verifica del telaio in edificio in CD"b" | | | |
| 8.1. | Cenni introduttivi..... | » | 81 |
| 8.2. | Carichi unitari | » | 81 |
| 8.3. | Pesi e masse sismiche | » | 83 |
| 8.3.1. | Incidenza solai | » | 83 |
| 8.3.2. | Incidenza scale..... | » | 84 |
| 8.3.3. | Incidenza tamponature..... | » | 85 |
| 8.3.4. | Incidenza travi | » | 87 |
| 8.3.5. | Incidenza pilastri | » | 88 |
| 8.3.6. | Incidenza ascensore | » | 88 |
| 8.3.7. | Pesi sismici | » | 89 |
| 8.3.8. | Masse | » | 89 |
| 8.3.8.1. | Raggio d'inerzia | » | 90 |
| 8.3.8.2. | Centri di massa..... | » | 91 |
| 8.3.9. | Calcolo dei carichi agenti sulle travi | » | 94 |
| 8.4. | Risultati dell'analisi dinamica modale | » | 96 |
| 8.4.1. | Osservazioni sui modi di vibrare..... | » | 100 |
| 8.5. | Determinazione del fattore di struttura | » | 100 |
| 8.6. | Spettro di risposta di progetto..... | » | 103 |
| 8.7. | Eccentricità accidentale | » | 103 |
| 8.8. | Combinazioni delle azioni | » | 104 |
| 8.9. | Risultati dell'analisi statica lineare | » | 105 |
| 8.10. | Risultati dell'analisi sismica | » | 108 |
| 8.11. | Verifica dello stato limite ultimo | » | 110 |
| 8.11.1. | Verifica a flessione delle travi..... | » | 110 |
| 8.11.1.1. | Controllo sulla duttilità di sezione | » | 112 |

| | | | |
|---|--|---|-----|
| 8.11.2. | Verifica a taglio delle travi..... | » | 115 |
| 8.11.3. | Verifica a pressoflessione dei pilastri..... | » | 120 |
| | 8.11.3.1. Sollecitazioni di calcolo..... | » | 121 |
| | 8.11.3.2. Verifiche..... | » | 124 |
| | 8.11.3.3. Verifica della gerarchia delle resistenze..... | » | 129 |
| 8.11.4. | Verifica a taglio dei pilastri..... | » | 130 |
| 8.11.5. | Nodi trave-pilastro..... | » | 135 |
| 8.11.6. | Limiti di armatura per le travi..... | » | 135 |
| 9. Progetto e verifica del nucleo ascensore in edificio in cd"B" | | | |
| 9.1. | Cenni introduttivi..... | » | 137 |
| 9.2. | Sollecitazioni di calcolo..... | » | 137 |
| 9.3. | Verifica a pressoflessione delle pareti..... | » | 138 |
| 9.4. | Verifica a taglio delle pareti..... | » | 140 |
| 10. Fondazioni | | | |
| 10.1. | Cenni introduttivi..... | » | 147 |
| 10.2. | Progetto geotecnico..... | » | 147 |
| | 10.2.1. Dati di progetto..... | » | 147 |
| | 10.2.2. Verifica a carico limite..... | » | 148 |
| | 10.2.2.1. Verifica a punzonamento..... | » | 150 |
| | 10.2.2.2. Carico limite..... | » | 151 |
| 10.3. | Progetto strutturale..... | » | 154 |
| | 10.3.1. Modellazione della fondazione..... | » | 154 |
| | 10.3.2. Azioni di calcolo..... | » | 155 |
| | 10.3.3. Sollecitazioni di progetto..... | » | 155 |
| | 10.3.4. Verifica a flessione della trave rovescia..... | » | 159 |
| | 10.3.5. Verifica a taglio della trave rovescia..... | » | 160 |
| | 10.3.6. Verifica a flessione della piastra..... | » | 161 |
| | 10.3.7. Verifica a taglio – punzonamento della piastra..... | » | 162 |
| 11. Descrizione del progetto in cd"A" | | | |
| 11.1. | Geometria dell'edificio..... | » | 165 |
| 11.2. | Descrizione del sito..... | » | 169 |
| | 11.2.1. Geologia di base..... | » | 169 |
| | 11.2.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche..... | » | 170 |
| | 11.2.3. Stratigrafia..... | » | 170 |
| | 11.2.3.1. Classificazione sismica..... | » | 170 |
| 11.3. | Analisi dei carichi e calcolo dei solai..... | » | 171 |
| 12. Modellazione della struttura in edificio in cd"A" | | | |
| 12.1. | Cenni introduttivi..... | » | 173 |
| 12.2. | Modellazione dei materiali..... | » | 173 |
| 12.3. | Modellazione delle azioni..... | » | 174 |
| 12.4. | Modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli..... | » | 175 |
| | 12.4.1. Telaio..... | » | 175 |
| | 12.4.2. Solaio..... | » | 175 |
| | 12.4.2.1. Nodo master..... | » | 176 |
| | 12.4.3. Corpo scala-ascensore..... | » | 176 |
| | 12.4.4. Vincoli esterni..... | » | 178 |
| | 12.4.5. Modello di calcolo..... | » | 178 |
| 13. Progetto e verifica del telaio in edificio in cd"A" | | | |
| 13.1. | Cenni introduttivi..... | » | 181 |
| 13.2. | Carichi unitari..... | » | 181 |
| 13.3. | Pesi e masse sismiche..... | » | 183 |
| | 13.3.1. Incidenza solai..... | » | 183 |
| | 13.3.2. Incidenza scale..... | » | 184 |
| | 13.3.3. Incidenza tamponature..... | » | 185 |
| | 13.3.4. Incidenza travi..... | » | 187 |
| | 13.3.5. Incidenza pilastri..... | » | 188 |
| | 13.3.6. Incidenza ascensore..... | » | 188 |
| | 13.3.7. Pesi sismici..... | » | 188 |
| | 13.3.8. Masse..... | » | 189 |
| | 13.3.8.1. Raggio d'inerzia..... | » | 190 |
| | 13.3.8.2. Centri di massa..... | » | 191 |

| | | | |
|--|--|---|-----|
| 13.3.9. | Calcolo dei carichi agenti sulle travi | » | 194 |
| 13.4. | Risultati dell'analisi dinamica modale | » | 196 |
| 13.4.1. | Osservazioni sui modi di vibrare..... | » | 200 |
| 13.5. | Determinazione del fattore di struttura..... | » | 200 |
| 13.5.1. | Fattore di struttura del corpo ascensore..... | » | 202 |
| 13.6. | Spettro di risposta di progetto..... | » | 203 |
| 13.7. | Eccentricità accidentale | » | 204 |
| 13.8. | Combinazioni delle azioni | » | 205 |
| 13.9. | Risultati dell'analisi statica lineare..... | » | 206 |
| 13.10. | Risultati dell'analisi sismica | » | 208 |
| 13.11. | Verifica dello stato limite ultimo | » | 210 |
| 13.11.1. | Verifica a flessione delle travi..... | » | 210 |
| 13.11.1.1. | Controllo sulla duttilità di sezione | » | 212 |
| 13.11.2. | Verifica a taglio delle travi | » | 215 |
| 13.11.3. | Verifica a pressoflessione dei pilastri..... | » | 221 |
| 13.11.3.1. | Sollecitazioni di calcolo | » | 222 |
| 13.11.3.2. | Verifiche | » | 225 |
| 13.11.3.3. | Verifica della gerarchia delle resistenze | » | 229 |
| 13.11.4. | Verifica a taglio dei pilastri..... | » | 230 |
| 13.11.5. | Nodi trave-pilastro..... | » | 235 |
| 13.11.6. | Limiti di armatura per le travi | » | 237 |
| | | | |
| 14. Progetto e verifica del nucleo ascensore in edificio in CD²A² | | | |
| 14.1. | Cenni introduttivi..... | » | 239 |
| 14.2. | Sollecitazioni di calcolo..... | » | 239 |
| 14.3. | Verifica a pressoflessione delle pareti | » | 240 |
| 14.4. | Verifica a taglio delle pareti | » | 242 |
| | | | |
| 15. Analisi statica non lineare | | | |
| 15.1. | Cenni introduttivi..... | » | 249 |
| 15.2. | Descrizione dell'analisi pushover..... | » | 249 |
| 15.2.1. | Forze orizzontali | » | 250 |
| 15.3. | Modellazione della struttura | » | 251 |
| 15.4. | Curve di capacità edificio in CD ² B ² | » | 252 |
| 15.4.1. | Curve di capacità in direzione X | » | 253 |
| 15.4.1.1. | Sistema bilineare equivalente | » | 254 |
| 15.4.1.2. | Risposta massima in spostamento della struttura..... | » | 257 |
| 15.4.1.3. | Rapporto di sovrarresistenza e duttilità di struttura | » | 259 |
| 15.4.2. | Curve di capacità in direzione Y | » | 260 |
| 15.4.2.1. | Sistema bilineare equivalente | » | 260 |
| 15.4.2.2. | Risposta massima in spostamento della struttura..... | » | 263 |
| 15.4.2.3. | Rapporto di sovrarresistenza e duttilità di struttura | » | 264 |
| 15.5. | Curve di capacità edificio in CD ² A ² | » | 265 |
| 15.5.1. | Curve di capacità in direzione X | » | 266 |
| 15.5.1.1. | Sistema bilineare equivalente | » | 267 |
| 15.5.1.2. | Risposta massima in spostamento della struttura..... | » | 269 |
| 15.5.1.3. | Rapporto di sovrarresistenza e duttilità di struttura | » | 271 |
| 15.5.2. | Curve di capacità in direzione Y | » | 271 |
| 15.5.2.1. | Sistema bilineare equivalente | » | 272 |
| 15.5.2.2. | Risposta massima in spostamento della struttura..... | » | 274 |
| 15.5.2.3. | Rapporto di sovrarresistenza e duttilità di struttura | » | 276 |
| | | | |
| 16. Verifiche allo SLD | | | |
| 16.1. | Cenni introduttivi..... | » | 279 |
| 16.2. | Limiti agli spostamenti di interpiano..... | » | 279 |
| 16.3. | Verifiche allo stato limite di danno..... | » | 280 |
| | | | |
| BIBLIOGRAFIA | | » | 285 |

Premessa

Il presente testo, vista la semplicità espositiva e il taglio marcatamente applicativo, si rivolge sia agli studenti delle facoltà di Ingegneria civile e Architettura sia ai professionisti. In particolar modo, può costituire per i primi un utile riferimento per l'applicazione pratica dei concetti appresi a livello teorico, per i secondi un punto d'incontro con le nuove metodologie progettuali e con i contenuti delle nuove Norme tecniche per le costruzioni (NTC 08).

L'obiettivo principale del libro è quello di proporre un percorso progettuale organico che riassume in un unico corpo i contenuti teorici e quelli pratico-normativi spesso trattati a livello universitario come due binari paralleli separati.

Il testo contiene il calcolo strutturale completo di due edifici in cemento armato: uno in CD"B", uno in CD"A". Esso si articola in quindici capitoli suddivisi in due parti. In particolare la prima parte (capitoli 1-10) offre la descrizione delle norme utilizzate in sede di progetto, dell'edificio in CD"B", la valutazione dei carichi e delle azioni e loro combinazioni, la modellazione e l'analisi della struttura e la verifica dei solai, del telaio, del corpo ascensore e delle fondazioni. La seconda parte (capitoli 11-14), invece, si articola nella descrizione dell'edificio in CD"A", nella valutazione dei carichi e delle azioni e loro combinazioni, nella modellazione e analisi della struttura e nella verifica del telaio e del corpo ascensore.

Nell'ultimo capitolo del presente manuale si riporta infine l'applicazione dell'analisi statica non lineare alle due strutture progettate.

1. CENNI INTRODUTTIVI

1.1. Evoluzione del calcolo strutturale

Il calcolo delle strutture tra il XIX e il XX secolo ha subito una notevole evoluzione sia metodologica che normativa.

Basti pensare, infatti, che ancora nel XVIII secolo grandi maestri dell'arte di costruire europei ed extraeuropei utilizzavano metodi di tipo empirico o semi-empirico riconducibili all'antica tradizione costruttiva di origine greco-romana. Soltanto nel XIX secolo si assiste a un progressivo abbandono di tale modo di procedere, sostituendo sempre più a un atteggiamento intuitivo un approccio teorico-speculativo.

È soprattutto in Francia che si sviluppa questo nuovo filone metodologico grazie all'opera di grandi maestri quali, per citarne solo i più ricorrenti, Navier, Cauchy e De Saint Venant, ovvero coloro che insieme al tedesco Mohr sono ritenuti i padri fondatori della moderna *Scienza delle costruzioni*.

Ma anche gli ingegneri inglesi, seppur maggiormente inclini a un approccio empirico-sperimentale, hanno dato un grande contributo allo sviluppo dei moderni metodi di analisi strutturale.

A questo punto, è opportuno fare un'adeguata distinzione tra metodi di analisi strutturale e metodi di verifica progettuale.

Infatti, pur essendo due facce della stessa medaglia, dal punto di vista pratico rappresentano cose diverse:

- il metodo di analisi strutturale permette di determinare il modo in cui una struttura risponde all'applicazione di un carico esterno o interno, dove per *risposta* può intendersi, a seconda dei casi, il campo di spostamenti, il campo di deformazioni o il campo di tensioni, etc.;
- il metodo di verifica, invece, permette di determinare la capacità della struttura di assorbire la risposta alla quale è chiamata.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, la sintesi più mirabile di tutto il percorso di ricerca analitica sviluppatosi durante il XIX secolo è costituita senza dubbio

dalla cosiddetta *teoria dell'elasticità* che vide la sua sistematizzazione teorica e applicativa nei lavori di Navier e De Saint Venant.

Dal punto di vista dell'analisi di verifica strutturale, la prima pietra miliare è costituita senza dubbio dal cosiddetto *metodo alle tensioni ammissibili* che vide la sua sistematizzazione teorica e applicativa nel monumentale lavoro di Emil Morsch *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung* pubblicato nel 1902. Da allora, per oltre un secolo, teoria dell'elasticità e metodo alle tensioni ammissibili hanno rappresentato i binari su cui si sono mossi praticamente tutti i progettisti strutturali del XX secolo, in particolare gli ingegneri italiani.

Ma la ricerca è proseguita nel tempo a ritmi sempre crescenti man mano che aumentavano da un lato le conoscenze teorico-sperimentali e dall'altro la disponibilità di nuovi strumenti tecnologici di analisi.

Così già prima della metà del XX secolo, la teoria dell'elasticità viene affiancata dalla teoria della plasticità che porta alla nascita e allo sviluppo del metodo di analisi a rottura, metodo che consente di indagare più approfonditamente il comportamento strutturale post-elastico.

Ovviamente, questo nuovo metodo è figlio anche di tutte le nuove conoscenze acquisite sul comportamento meccanico dei materiali da costruzione attraverso campagne di sperimentazione diretta.

Nella seconda metà del XX secolo, lo sviluppo esponenziale della tecnologia e in particolar modo dell'informatica ha fornito nuovi mezzi e nuova linfa al progresso di quelle tecniche di analisi strutturale che, per la loro complessità applicativa, hanno richiesto un maggior tempo di gestazione.

Su tutte, ovviamente, il ben noto *metodo agli elementi finiti* (FEM), che ha rappresentato, per il tempo, la frontiera del futuro.

Ma allo stato attuale delle cose non è più così, basti pensare al diffuso *metodo agli elementi di contorno* (BEM) oppure ai tanti metodi ibridi.

Anche nel campo dei metodi di verifica si è assistito a una rivoluzione radicale, infatti, già dalla metà del XX secolo, si è cercato di affinare il determinismo del *metodo alle tensioni ammissibili* con analisi probabilistiche e statistiche più accurate. Si è cercato, inoltre, di individuare nuovi criteri per stimare la sicurezza strutturale non limitandosi soltanto al calcolo semplicistico del coefficiente di sicurezza a rottura, ma cercando, invece, di inquadrare la risposta strutturale in termini più propriamente prestazionali.

Si è introdotto così il concetto di *stato limite*, ovvero di una particolare risposta strutturale basata su una soglia, superata la quale la struttura non garantisce più i requisiti per la quale è stata progettata.

Tali soglie, non potendo essere determinate con esattezza, viste le aleatorietà legate alle caratteristiche meccaniche dei materiali e alla distribuzione delle azioni sulle strutture, vengono fornite in termini probabilistici.

Da queste considerazioni scaturisce quello che poi sarà denominato *metodo semi-probabilistico agli stati limite*, dove il termine “semiprobabilistico” sta a indicare il fatto che il metodo si basa su una procedura teorico-sperimentale.

In tale metodo, la sicurezza strutturale non viene più definita attraverso il calcolo di un unico coefficiente di sicurezza, ma attraverso la valutazione di più stati limite corrispondenti a diverse situazioni progettuali nelle quali può trovarsi la struttura durante la propria vita: per cui si passa da un approccio deterministico-sintetico a un approccio probabilistico-prestazionale. Tuttavia va evidenziato che il processo di cambiamento non è stato assolutamente facile, soprattutto nel panorama italiano che si è sempre dimostrato poco avvezzo alle nuove frontiere della conoscenza.

Così, fino a pochissimi anni fa, mentre nel resto del mondo si parlava già di calcolo prestazionale allo stato limite, in Italia si continuava imperterriti a seguire lo stesso binario di inizio del XX secolo.

Tutto questo nonostante la scuola ingegneristica italiana sia universalmente riconosciuta come una delle prime al mondo.

Oggi, anche in virtù dello sviluppo dei nuovi codici normativi, le cose sembrano iniziare a cambiare definitivamente; il processo di ammodernamento del mondo del calcolo strutturale nazionale si sta allineando ai nuovi percorsi della ricerca per cercare di soddisfare sempre più le nuove richieste tecniche attuali le quali non guardano più soltanto all’economia e alla semplicità, ma anche e soprattutto alla qualità.

Bisogna sottolineare che la qualità di una struttura è parte integrante della qualità di un’opera costruita, per cui bisogna essere consapevoli che un’arretratezza nelle conoscenze si paga anche con un elevato costo sociale.

1.2. Normativa

Elemento imprescindibile quando si parla di calcolo strutturale è la normativa tecnica di riferimento.

Anzi, nella pratica corrente di un ingegnere ordinario, la normativa è l’elemento cardine di riferimento durante tutte le fasi dell’attività progettuale, ancor più della tanta teoria che si studia all’università.

Tuttavia, molto spesso questo approccio porta a un’applicazione pedissequa e meccanica delle regole tecniche, annullando nell’ingegnere lo spirito critico che dovrebbe contraddistinguere.

Non è un caso che la normativa nazionale è sempre stata caratterizzata da un’impostazione più propensa alla direttività secondo schemi rigidamente inquadrati rispetto alla propositività dei codici tecnici più evoluti.

Questa distinzione non è solo formale, ma anche e soprattutto sostanziale perché da questi due modi di intendere le “regole” progettuali sono scaturite due filosofie di pensiero molto diverse:

- da un lato la norma come un insieme di regole prescrittive;
- dall’altro la norma come un insieme di regole prestazionali.

Nel primo caso si tratta di regole nel vero senso etimologico della parola dal carattere fortemente deterministico a cui il progettista deve attenersi; nel secondo caso si tratta più di proposte metodologiche di supporto al progettista che tuttavia può scegliere anche strade autonome purché dimostri l’efficacia delle proprie scelte.

Tenendo ben presente la dualità sopra riportata, si può comprendere perché per tanti anni la normativa italiana è stata così distante da quella europea e americana per citare quelle più intrinsecamente collegate con l’Italia.

Fermandosi, per le esigenze della trattazione, solo agli ultimi quarant’anni, le tappe dello sviluppo normativo nazionale sono riconducibili ai seguenti punti salienti:

- legge 1086/71, la legge quadro sulle costruzioni che tutt’ora costituisce un’importante cornice di riferimento a livello nazionale;
- legge 64/74, che rappresenta la prima vera pietra miliare dal punto di vista della legislazione sismica nazionale; dall’impostazione di questa legge è scaturita, poi, la lunga serie di decreti che ha sempre caratterizzato la normativa italiana;
- D.M. 14/02/1992, il decreto che convalidava ancora una volta l’uso del metodo alle tensioni ammissibili; vale la pena ricordare che nello stesso periodo venivano pubblicate in Francia le BAEL 91 e le BPEL 91, in Inghilterra le BS, in Europa il Model Code 90 e le prime bozze degli Eurocodici; tutte queste norme sono importanti perché segnano il passaggio definito dal metodo alle tensioni ammissibili al metodo degli stati limite;
- D.M. 16/01/1996, il decreto che introduce per la prima volta in Italia l’utilizzo, seppur in forma limitata, del calcolo agli stati limite al fianco di quello tradizionale alle T.A.; è una svolta importante perché segna il primo passo italiano nella direzione di allineamento con l’Europa; grazie ai DAN (documenti di applicazione nazionale) contenuti in tale decreto, gli ingegneri italiani iniziano a prendere confidenza con gli Eurocodici, il monumentale corpus normativo unico di cui intende dotarsi l’Unione Europea al fine di livellare gli standard delle costruzioni nei diversi stati membri;
- OPCM 3274/2003, ovvero l’ordinanza che segna lo spartiacque definitivo tra il presente e il passato. Vale la pena ricordare il triste evento che l’ha generata: il terremoto di San Giuliano di Puglia che costò la vita a tanti sfortunati bambini trovatisi nel posto sbagliato al momento sbagliato; per la prima volta in Italia,

dopo ben due terremoti disastrosi (Friuli '76 e Irpinia '80), si prende piena coscienza del problema della sicurezza sismica delle costruzioni e del problema di un'adeguata classificazione sismica del territorio nazionale (San Giuliano era un comune classificato come non sismico nelle vecchie mappe di pericolosità); come sempre accade in Italia, nelle situazioni di emergenza si cerca di dare risposte a problemi di carenze decennali; un ulteriore aspetto molto importante rappresentato dall'ordinanza è legato al fatto che per la prima volta i legislatori italiani si accorgono dei limiti delle tante norme nazionali sulle costruzioni e della loro inadeguatezza rispetto ai nuovi standard internazionali, in primis quelli europei; si assiste così a un frenetico e farraginoso processo di europeizzazione normativa contrastato su più fronti dai tanti conservatori fortemente legati al metodo classico e assolutamente impreparati nell'applicazione del metodo nuovo (non tanto nuovo visto che in altri paesi si applica da più di due decenni);

- D.M. 14/01/08, il nuovo Testo unico sulle costruzioni; questo testo ha due grandi peculiarità: per la prima volta in Italia si riesce a raggruppare l'infinita miriade di leggi, decreti, circolari e ordinanze in un unico testo organico e dopo oltre un secolo il metodo alle tensioni ammissibili viene definitivamente abbandonato in favore del metodo agli stati limite; le NTC rappresentano la sintesi di un processo di rinnovamento che aveva fatto i suoi timidi passi nel '96 e che ha subito una non voluta accelerazione dopo il 2003;
- *Eurocodici*, rappresentano la vera frontiera del futuro a cui tutti gli stati membri, volenti o nolenti, dovranno tendere; questa soluzione è auspicabile per diversi motivi quali: l'uniformizzazione dei metodi e dei criteri necessari per valutare una costruzione, lo scambio reciproco delle conoscenze e lo sviluppo di una politica tecnica, al pari di quella sociale ed economica, di tipo europeo.

2. DESCRIZIONE DEL PROGETTO IN CD" B"

2.1. Geometria dell'edificio

All'interno del presente paragrafo viene riportato il calcolo delle strutture relative a un edificio convenzionale in c.a. da realizzarsi in zona sismica.

L'edificio presenta una pianta rettangolare di 20 m × 10 m regolare rispetto a due assi di simmetria ortogonali fra loro ed è costituito da un pian terreno, adibito ad attività commerciali, da tre piani fuori terra, adibiti ad uso residenziale, e da una copertura piana praticabile.

Ad ognuno dei tre piani fuori terra è prevista la realizzazione di due alloggi simmetricamente distribuiti rispetto al corpo scala-ascensore centrale.

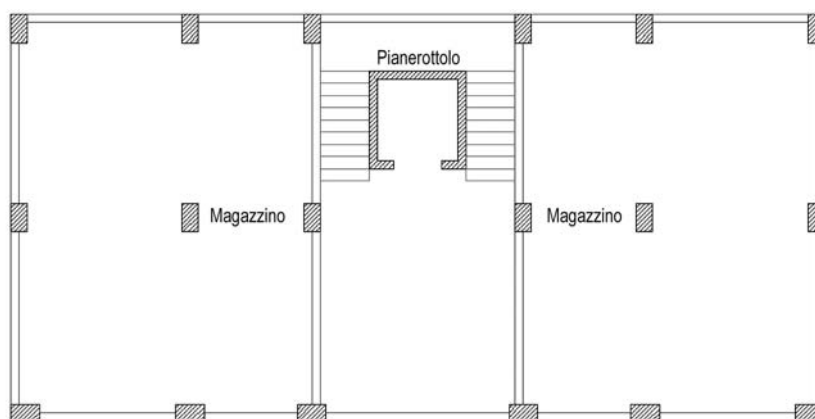


Figura 2.1. Pianta architettonica piano terra

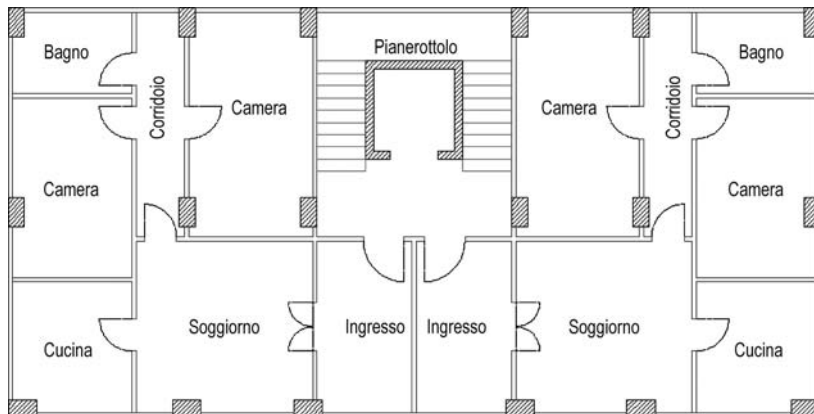


Figura 2.2. Pianta architettonica piano tipo

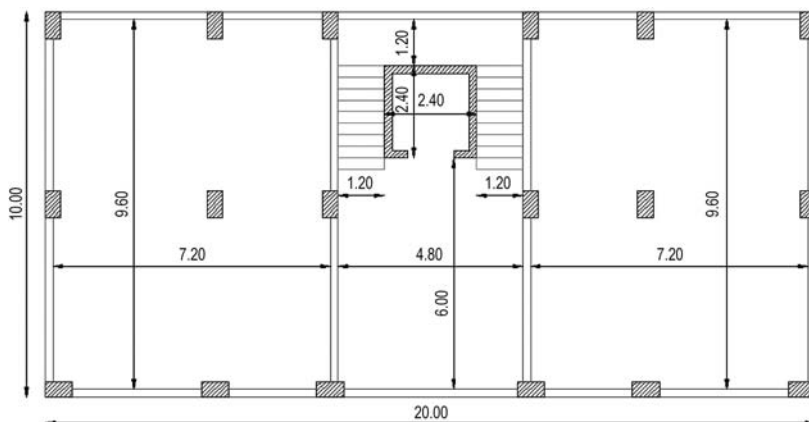


Figura 2.3. Pianta quotata piano terra

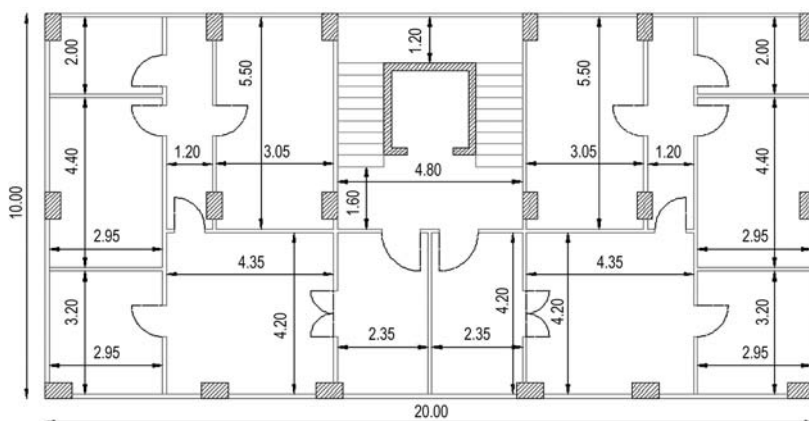


Figura 2.4. Pianta quotata piano tipo

La struttura portante è costituita da sei telai paralleli al lato corto collegati da travi in direzione ortogonale.

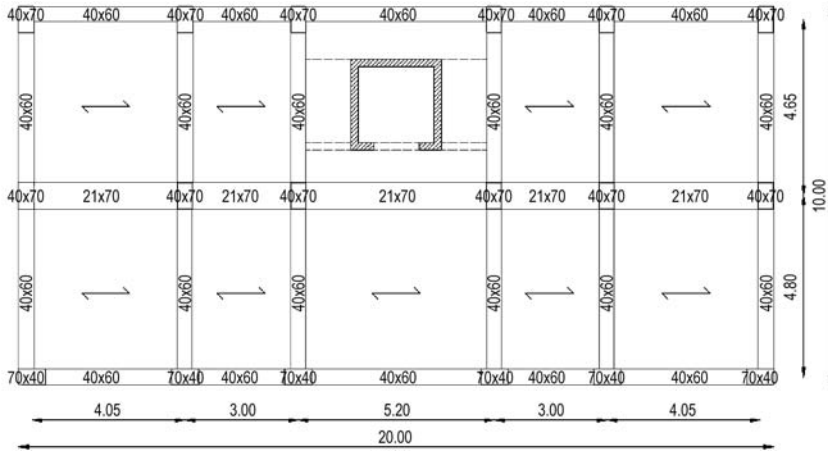


Figura 2.5. Pianta strutturale I e II piano

Il pilastri del I e II livello hanno sezione 40×70 cm, mentre le travi emergenti hanno sezione 40×60 cm; inoltre nella parte centrale dell'edificio è prevista una trave a spessore di 21×70 cm incassata, per motivi architettonici, all'interno del solaio d'interpiano.

I pilastri del III livello e della copertura hanno sezione 40×60 cm, mentre le travi emergenti hanno sezione 40×50 cm; questa riduzione delle sezioni si giustifica per il fatto che ai piani superiori diminuiscono sia le sollecitazioni gravitazionali

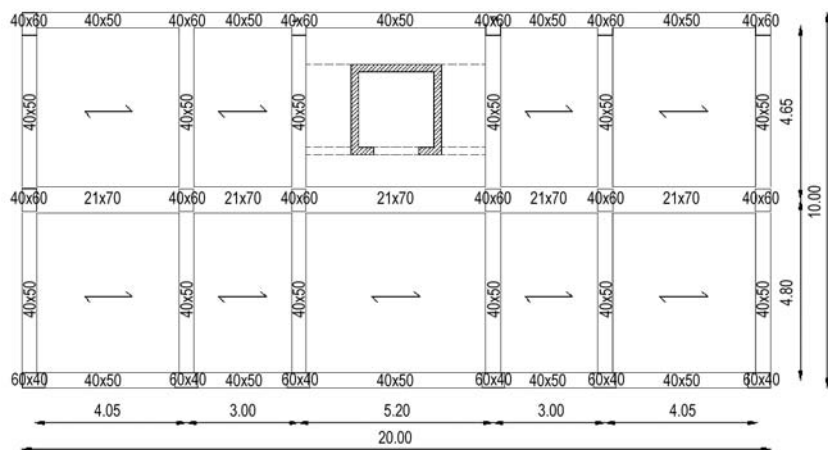


Figura 2.6. Pianta strutturale III piano e copertura

che quelle sismiche; anche in corrispondenza di questi due ultimi solai è prevista la realizzazione di una trave a spessore di 21×70 cm.

La tipologia di solaio prescelta è quella tradizionale in latero-cemento gettato in opera con pignatte aventi la sola funzione di alleggerimento.

Infine, la struttura riporta i carichi verticali e orizzontali al terreno attraverso una fondazione diretta costituita da un reticolo di travi rovesce.

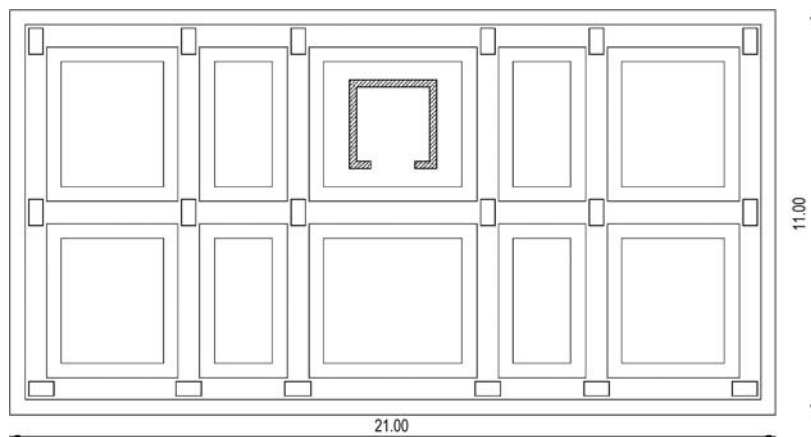


Figura 2.7. Pianta delle fondazioni

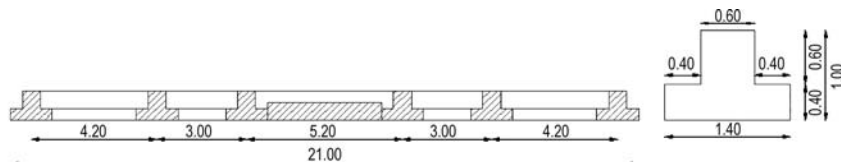


Figura 2.8. Sezione delle fondazioni

Per i collegamenti verticali tra i diversi livelli si è previsto l'utilizzo di un corpo ascensore in muratura di c.a. intorno al quale si sviluppa il corpo scala indipendente costituito da solette rampanti in c.a.

Nel definire la collocazione del corpo ascensore all'interno della maglia strutturale, si è tenuto conto della sua elevata rigidità torsionale, per cui si è cercato di metterlo in posizione quanto più baricentrica possibile onde evitare delle eccessive eccentricità tra centro delle rigidità e centro delle masse, evenienza particolarmente sfavorevole in zone a forte sismicità.

Per lo stesso motivo, in luogo delle scale con travi a ginocchio, caratterizzate da eccessiva rigidità, si è preferito l'utilizzo delle solette rampanti dotate di maggiore flessibilità.

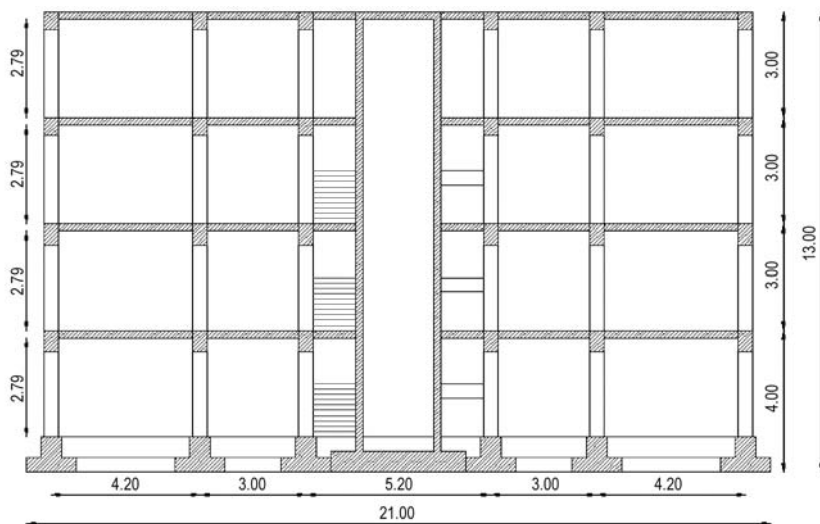


Figura 2.9. Sezione strutturale

Tutto questo è stato fatto nell'ottica dell'ottimizzazione della risposta strutturale nei confronti delle azioni sismiche, ottimizzazione che può ottenersi attraverso un adeguato bilanciamento delle rigidità e delle resistenze dei diversi elementi costituenti la struttura al fine di evitare delle pericolose zone ad elevata concentrazione di sforzi.

2.2. Descrizione del sito

Il sito di costruzione dell'edificio è ubicato nel comune di San Gregorio Magno (SA), appartenente al territorio della regione Campania.

Le caratteristiche dello stesso, così come ricavato a seguito delle indagini geologica e geognostica, sono riportate nei seguenti paragrafi.

2.2.1. Geologia di base

Il territorio del comune di San Gregorio Magno si caratterizza dal punto di vista geologico per la presenza delle seguenti unità litostratigrafiche:

- A – unità carbonatiche di piattaforma;
- B – complesso calcareo-marnoso-arenaceo-argilloso;
- C – depositi sabbiosi e conglomeratici;
- D – depositi lacustri.

2.2.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche

La zona interessata dalla costruzione presenta una morfologia collinare con acclività verso nord. L'andamento morfologico è il prodotto dei processi morfologici evolutivi che hanno interessato l'area nel passato, in particolare ascrivibili alla sovrapposizione delle diverse unità litostratigrafiche.

Le litologie affioranti nel sito sono costituite da una copertura detritica passante a calcari micritici in assetto strutturale massivo.

I terreni affioranti in loco presentano buoni valori dei parametri meccanici geotecnici con esclusione della coltre alterata detritica interessata da fenomeni di pedogenesi. L'assetto strutturale dei litotipi è abbastanza eterogeneo sia verticalmente che orizzontalmente in funzione del grado di fratturazione dell'ammasso roccioso.

Idrogeologicamente trattasi di litotipi caratterizzati da condizioni di permeabilità medio-alte di tipo per fratturazione.

Dal punto di vista dell'instabilità, l'area non è inserita in una zona predisposta a fenomeni franosi.

Allo stesso modo, in virtù delle sue caratteristiche, il sito non presenta nessun problema nei confronti del fenomeno della liquefazione.

2.2.3. Stratigrafia

Attraverso un dettagliato campionamento geologico si è ricostruito l'assetto stratigrafico della zona:

- coltre detritica 0.50 m di spessore;
- calcare micritico fratturato 4.00 m di spessore;
- calcare poco fratturato in struttura massiva 25.00 m di spessore.

La falda è stata individuata a una profondità di circa 50.00 m dal piano campagna.

2.2.3.1. Classificazione sismica

In base all'indagine geognostica effettuata mediante prove geofisiche del tipo *down-hole* si sono ricavate le seguenti caratteristiche:

- $V_{s,30} = 805.1$ m/s;
- categoria sottosuolo: A;
- categoria topografica: T2.

3. NORMATIVA E MATERIALI

3.1. Normativa

Prima di iniziare la progettazione vera e propria delle strutture, è necessario definire il quadro normativo di riferimento all'interno del quale il progettista intende muoversi.

Nel caso in esame la progettazione è supportata dalle seguenti norme:

- norme per il calcolo strutturale:
 - D.M. 14/01/08, Norme tecniche per le costruzioni;
 - Legge 5/11/1971 n. 1086;
 - Legge 2/2/1974 n. 64;
 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e per gli edifici;
 - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza al sisma – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- norme per il calcolo geotecnico:
 - D.M. 14/01/08, Norme tecniche per le costruzioni;
 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
 - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza al sisma – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento e aspetti geotecnici.
- norme per i materiali:
 - UNI EN 206-1: 2006, Calcestruzzo – Parte 1: specificazione, prestazione, produzione e conformità;
 - UNI ENV 13670-1: 2001 – Execution of concrete structures;
 - UNI EN 11104: 2004 – Istruzioni complementari per l'applicazione della UNI EN 206-1;
 - UNI EN 10080: 2005 – Acciaio per cemento armato – Acciaio saldabile per c.a. – Generalità.

3.2. Materiali

Per la realizzazione delle strutture si è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

- calcestruzzo qualificato secondo le norme UNI;
- acciaio controllato prodotto in stabilimento conforme alle norme UNI.

3.2.1. Calcestruzzo

Le indicazioni contenute nel presente paragrafo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali e non, normale e precompresso.

In sede progettuale il calcestruzzo viene definito attraverso i seguenti parametri:

- classe di resistenza;
- classe di consistenza;
- diametro massimo degli aggregati.

La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica R_{ck} e cilindrica f_{ck} a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

3.2.1.1. Classi di resistenza

Trattandosi di materiali qualificati, l'accertamento delle caratteristiche meccaniche deve attenersi alle prescrizioni delle norme UNI e del D.M. 14/01/2008.

CALCESTRUZZO C 25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

3.2.1.2. Classi di esposizione

Le classi di esposizione sono individuate in base alle indicazioni contenute nella norma UNI EN 206 – 1: 2006:

- corrosione indotta da carbonatazione:
 - fondazione: classe XC4;
 - elevazioni: classe XC4.
- attacco dei cicli di gelo/disgelo:
 - fondazione: classe XF1;
 - elevazioni: classe XF1.