

## 6.2 鉄筋コンクリート造建築物の被害

東北地方太平洋沖地震では、津波によって RC 造建築物にも様々な被害が発生したことは特筆すべき事象であった。その一方で、多くの RC 造建築物は津波の後も残存しており、特に建設年代が比較的新しいと推測される RC 造建築物ではその傾向が強い。残存した RC 造建築物には構造躯体の顕著なひび割れ等は見られず、また、非構造壁なども大きな損傷を受けずにほぼ無被害の状態に残っているものが多い。ただし、そのような建築物においても、開口部の窓ガラスやドアのほとんどは津波によって破壊されていた。RC 造建築物の津波被害は、従来確認されている地震動による被害形態とは大きく異なるものであり、現地調査によって明らかになった特徴的な被害を分類して 6.2.1 に示す。

6.2.2～6.2.6 では、調査した建築物のいくつかについて建物周囲で計測された浸水深から津波荷重を推定し、さらに各建物が保有する耐力の推計を行って実際の被害状況との関係について検討する。本報告で取り上げる建築物は、ほぼ無被害で残存した建築物、転倒した建築物、壁が大きく変形した建築物、漂流物が衝突しているものの残存した建築物の合計 5 例である。また 6.2.7 では、津波被災地域における地盤の液状化判定を行い、杭の引き抜き耐力に及ぼす影響について検討している。

### 6.2.1 被害の分類

津波による RC 造建築物の被害形態を以下のように分類する。

#### (1) 倒壊

津波荷重により RC 造建築物が倒壊した事例が確認されている。写真 6.2.1-1 は、桁行方向 6 スパン、梁間方向 1 スパン、2 階建てで柱梁フレーム構造の建築物が、梁間方向に津波荷重を受けて完全に倒壊した事例である。1 階柱脚が曲げ破壊していることから、津波により 1 階に作用したせん断力が 1 階の保有水平耐力を大きく上回ったものと考えられる。なお、本建築物の柱の主筋は丸鋼であり、新耐震基準以前の旧基準により設計されたものと推測される。また、これまでの調査では、3 階建て以上の建築物では倒壊の被害は確認されていない。



写真 6.2.1-1 2階建て建築物の倒壊

#### (2) 1 階の層崩壊

建築物の 1 階の柱が柱頭・柱脚で曲げ破壊し、層崩壊した事例が 2 階建ての建築物において複数見られた (写真 6.2.1-2)。これらの建築物は柱梁フレーム構造であるが、1 階は比較的壁が少なく、2 階はコンクリートブロックの壁が多く設けられている。1 階が商店、2 階が住居として使用されていたものと推測され、構造的には 1 階の強度や剛性が低いという特徴を有すると思われる。これらの建築物では、2 階の開口が大きいため、2 階部分で大きな津波波圧を受け、1 階に作用するせん断力が 1 階の保有水平耐力を上回り倒壊したものと考えられる。



写真 6.2.1-2 2階建て建築物の層崩壊

なお、これまでの調査では、3階建て以上の建築物では1階の層崩壊は確認されていない(写真6.2.1-3)。一般的には3階建て以上の建築物では連層の耐力壁が用いられることが多く、1階も壁の存在により耐力が大きかったものと考えられる。よって、3階建て以上で1階が柱のみの建築物については、層崩壊の可能性が無いとは言い切れないと思われる。

### (3) 転倒・移動・流失

建築物の転倒の被害が、4階建てまでの建築物において見られた。転倒した建築物においては、何れも最大浸水深が建築物の高さを上回っている。転倒した建築物は直接基礎のもの(写真6.2.1-4)のみならず、杭基礎のもので杭が引き抜かれているものも見られた(写真6.2.1-5)。また、転倒した建築物は比較的開口が少ないものが多く、同程度の規模の建築物でも開口が大きい場合には転倒が生じていないことから、外壁の開口の大きさが転倒に大きく影響したものと考えられる。なお、最大浸水深が建築物の高さよりも高い2階建て建築物の内部において、2階の開口上端の高さまで津波の水の汚れの痕跡(写真6.2.1-6)があり、それより上の天井までの部分は空気が溜まっていたと見られる事例があった。従って、各階の開口の上端から天井までの長さが長い建築物ほど大きな浮力が働き、転倒が生じやすくなると思われる。転倒は、建築物の自重に浮力を考慮した転倒耐力よりも津波の波圧による転倒モーメントの方が大きい場合に生じると考えられるが、浮力が自重よりも大きくなるような場合には、わずかな水平力でも転倒の可能性はある。

転倒した建築物ではほとんどの建築物で原位置からの移動を伴っており、大きな浮力が働いていたと推測される。写真6.2.1-5の建築物は原位置から70mほど流されているが、地面などに引きずった跡は見られていない。また、写真6.2.1-7は開口の少ない冷凍倉庫であるが、2m程度のコンクリートブロック(CB)塀を壊さずに乗り越えて転倒しており、大きな浮力が作用したことが分かる。一方で、複数の2階建てCB造集合住宅が転倒した地域(写真6.2.1-8)では、同じ形状の一部の建築物は流失してしまい移動先が分からなくなった事例があった。この場所は、防潮堤のそばであ



写真 6.2.1-3 残存する3階建て建築物



写真 6.2.1-4 3階建て直接基礎  
建築物の転倒



写真 6.2.1-5 4階建て杭基礎建築物の転倒



写真 6.2.1-6 建物内部の水の汚れの痕跡



り、浮力に加えて防潮堤を乗り越えた津波による非常に大きな水平力が作用したと思われる。

#### (4) 洗掘による傾斜

津波が作用した際に、建築物の隅角部に強い水流が作用し、洗掘による大きな穴が開けられた跡が多く見られた(写真6.2.1-9)。直接基礎を有する低層建築物では、洗掘による穴に建築物が倒れ込み傾斜したもの(写真6.2.1-10)や、洗掘に加えて浮力と大きな津波波圧を受け数十メートル流されたものも確認されている(写真6.2.1-11)。なお、杭基礎を有する構造物においては、杭頭が露出しても杭および上部構造は健全であるものが見られた。

#### (5) 壁の面外破壊(開口部の破壊)

建築物の津波の作用面の開口よりも、反対側の水流が抜ける側の開口が小さい場合、小さい開口に水流が一気に集中し、その周辺のRC造非構造壁に大きな圧力を作用させ、コンクリートにひび割れが生じて壁が外側に大きくはらみ、壁端部のシングル配筋の壁筋が破断する事例が見られた(写真6.2.1-12)。

また、2、3階の床が無く支持スパンが10mを超える厚さ300mmの壁(厚さ180mmのダブル配筋の耐力壁の外側に厚さ120mmのふかしを有する壁)が外側からの津波波圧により内側に大きく湾曲している事例があった(写真6.2.1-13左側)。ただし、同一の建築物でも2、3階に床があり支持スパンが大きい部分では、耐震壁が湾曲する被害は見られなかった(写真6.2.1-13右側)。

建築物に作用する津波波力は、津波の作用面となる建築物の面の開口が大きい程低減されると考えられるが、作用面だけでなく水流の出口となる側の開口の大きさも影響を及ぼすと思われる。出口側の開口が小さい場合には、壁を破壊させるほどの水圧が壁に作用することから、開口から入った水をスムーズに流出させるために必要な開口の大きさにも配慮が必要である。

#### (6) 漂流物の衝突

流木(写真6.2.1-14)、自動車、コンテナ、船舶、倒壊した建築物の一部など、さまざまな漂流物が建築



写真 6.2.1-7 塀を乗り越えた2階建て建築物



写真 6.2.1-8 CB造集合住宅の転倒



写真 6.2.1-9 洗掘による基礎の露出



写真 6.2.1-10 洗掘による2階建て建築物の傾斜

物に衝突したものと思われる。これらにより、天井、窓ガラス、ベランダの手すりなどの脱落を引き起こした建築物が多数見られた。一方、RC造構造躯体に対する明確な被害はあまり見られなかったが、集合住宅の連層壁において衝突により生じたと思われる壁の開口が見られた（写真6.2.1-15）。



写真 6.2.1-11 大きな波圧により流された直接基礎のRC造建築物



写真 6.2.1-14 流木の残骸



写真 6.2.1-12 非構造壁の面外破壊



写真 6.2.1-15 漂流物の衝突により生じた壁の開口



写真 6.2.1-13 2、3階部分に床を持たない連層壁の面外破壊（建築物の奥の部分には2、3階部分に床がある）

## 6.2.2 建築物Aの被害

### (1) 建築物概要

建築物Aは宮城県南三陸町に建つ壁式鉄筋コンクリート構造4階建て共同住宅で、敷地は志津川湾に面する平坦地であり、建物前面から岸壁までの距離は約8m、岸壁には地盤面からの高さ約2.8mの堤防が設けられていた(写真6.2.2-1~6.2.2-2)。2棟の住棟が、中央部分に設けられたエレベータ棟を共有する形で東西方向に連なって配置されており、各棟24住戸からなる。2006年に竣工した本建物は外部階段を使って屋上に避難できる構造となっており、津波避難ビルに指定されていた(写真6.2.2-3~6.2.2-4)。

建物の平面図を図6.2.2-1に、軸組図を図6.2.2-2に示す。各棟とも同じ建物形状であり、X方向(桁行)33.4m、Y方向(梁間)14.3m(南側のベランダ、北側の開放廊下を含む)の矩形平面で、各階高さ3.2m、地盤面から屋上までの高さは14.5mである。図6.2.2-2に示すように、海に面した建物南側のY1構面には多くの開口がある。いずれの住棟も構造部材の寸法や配置は同じで、建物構造に関する主要な諸元を表6.2.2-1にまとめて示す。関係者からの情報によると、本建物は一般的な壁式鉄筋コンクリート構造として設計されたものであり、2005年に出された内閣府ガイドラインの津波に対する安全性を確認する方法<sup>6.2-1)</sup>に準拠した特別な検討等を行われていない。

日本建築学会の壁式鉄筋コンクリート造設計規準<sup>6.2-2)</sup>の規定にしたがって1階の壁率 $a_w$ を(6.2.2-1)式により算出するとX方向は $35423\text{mm}^2/\text{m}^2$ 、Y方向は $37927\text{mm}^2/\text{m}^2$ となり、右辺の要求値 $20800\text{mm}^2/\text{m}^2$ を満足している。また、(6.2.2-2)式に示す壁量 $L_w$ もX方向は $188\text{mm}/\text{m}^2$ 、Y方向は $207\text{mm}/\text{m}^2$ となり、標準壁量 $L_{w0}=150\text{mm}/\text{m}^2$ 以上となっている。なお、壁率 $a_w$ の算定では $Z=1$ 、 $\beta=1$ とし、建物重量 $W$ は単位面積重量 $13\text{kN}/\text{m}^2$ に建物の各階面積(ベランダと北側廊下の面積の1/2を含む)を乗じて求めた $21970\text{kN}$ とした。(6.2.2-2)式では、 $\alpha=1$ として計算している。

$$a_w \geq Z \cdot W \cdot A_i \frac{\beta}{2.5 \cdot S_i} \quad (6.2.2-1)$$

$$L_w \geq \alpha \cdot Z \cdot L_{w0} \quad \text{かつ} \quad L_w \geq L_{wm} \quad (6.2.2-2)$$

各式中の記号については、文献6.2-2を参照されたい。

建物所在地での津波浸水深は15.4mとされており<sup>6.2-3)</sup>、本建物周辺では多数の建物が破壊、あるいは流失する被害を受けていた。本建物では海に面したY1通り側から津波が襲来し、屋上階の床上1m程度まで浸水したが、非構造部材等の被害を除けば建物躯体には地震動によるものも含めて構造的な被害は発生しておらず、津波後も残存していた<sup>6.2-4)</sup>。しかし、建物基礎部は津波によって激しく洗掘され、写真6.2.2-5~6.2.2-6に示すようにフーチングおよび杭頭が多数露出する状態となっていた。また、建物周辺の地盤は沈降し浸水していた(写真6.2.2-2)。地盤性状に対する地震動の影響については、6.2.7で検討する。津波襲来時には、40人以上の人が本建物の屋上に避難したが全員救出されており、津波避難ビルとして機能したことが確認されている。

### (2) 建物耐力と津波荷重

本建物は、津波が襲来した後も残存している。津波が図6.2.2-1のY1構面から作用したと考えて、建物1階の保有耐力 $Q_{ul}$ と推定される津波荷重 $Q_w$ の関係について検討する。建物1階Y方向の保有耐力 $Q_{ul}$ は、平成19年国土交通省告示第593号第二号イ(1)に示される式((6.2.2-3)式)の左辺によって算定する。

$$Q_{u1} = \sum 2.5\alpha Aw + \sum 0.7\alpha Ac \geq ZWA_i \quad (6.2.2-3)$$

式の記号については、告示第 593 号を参照されたい。なお、(6.2.2-3)式の計算では $\alpha=1$ とした。

2 棟の壁配置は同じなので 1 号棟について計算することとし、厚さ 200mm と 180mm の耐力壁が津波に対して有効に働くものとして算定する。なお、Y4 構面側の階段室とエレベータ部分の壁は、計算には算入しない。その結果、建物 1 階 Y 方向の保有耐力 ${}_y Q_{u1}$ は、以下に示すように 40060kN と算出される。

W20 の耐力壁： 壁総長さ 12800mm として 6400kN

W18 の耐力壁： 壁総長さ 74800mm として 33660kN

$${}_y Q_{u1} = 6400 + 33660 = 40060 \text{ kN}$$

ちなみに、建物重量を $W = 21970 \text{ kN}$ とすると、建物 1 階のせん断力係数 $C_B$ は $C_B = 1.82$ となる。

津波荷重 $Q_W$ を内閣府ガイドライン<sup>6.2-1)</sup>の算定方法に準じて計算する。内閣府ガイドラインでは津波を静水圧分布と考え設計用浸水深 $h$ の 3 倍の高さ、つまり $3h$ に相当する津波荷重が作用すると想定した計算式が提案されている。本検討では、現地調査によって建物周囲での計測浸水深 $\eta$ が明らかになっており、その高さに相当する津波が建物に作用したと考えるのが妥当なので、計測浸水深 $\eta$ をそのまま使って(係数倍せずに)、(6.2.2-4)式によって津波荷重 $Q_W$ を計算する。

$$Q_W = \rho g \zeta B \int_{z_1}^{z_2} (\eta - z) dz \quad (6.2.2-4)$$

ここで、 $\rho$ ：水密度( $\text{ton}/\text{m}^3$ )、 $g$ ：重力加速度( $\text{m}/\text{s}^2$ )、 $\zeta$ ：開口低減率、 $B$ ：建物幅(m)、 $\eta$ ：計測浸水深(m)、 $z$ ：地盤面からの高さ(m)、 $z_1$ ：受圧面の最小高さ(m)、 $z_2$ ：受圧面の最高高さ(m)

建物敷地での計測浸水深 $\eta$ は 15.4m であるが<sup>6.2-3)</sup>、建物高さを超える部分の津波は荷重として考えないので、ここでは建物高さ 14.5m までの津波荷重 $Q_W$ を計算する。また、津波作用面の Y1 構面には多数の開口が存在するので、開口部には津波荷重が作用しないものとして津波荷重を低減する。Y1 構面の見付け面積に対する開口部面積の割合は 0.32 であり、開口低減率は $\zeta=1-0.32=0.68$ となる。

$$Q_W = 1 \times 9.8 \times 0.68 \times 33.6 \times \left[ 14.5z - \frac{z^2}{2} \right]_0^{14.5} = 23538 \text{ kN}$$

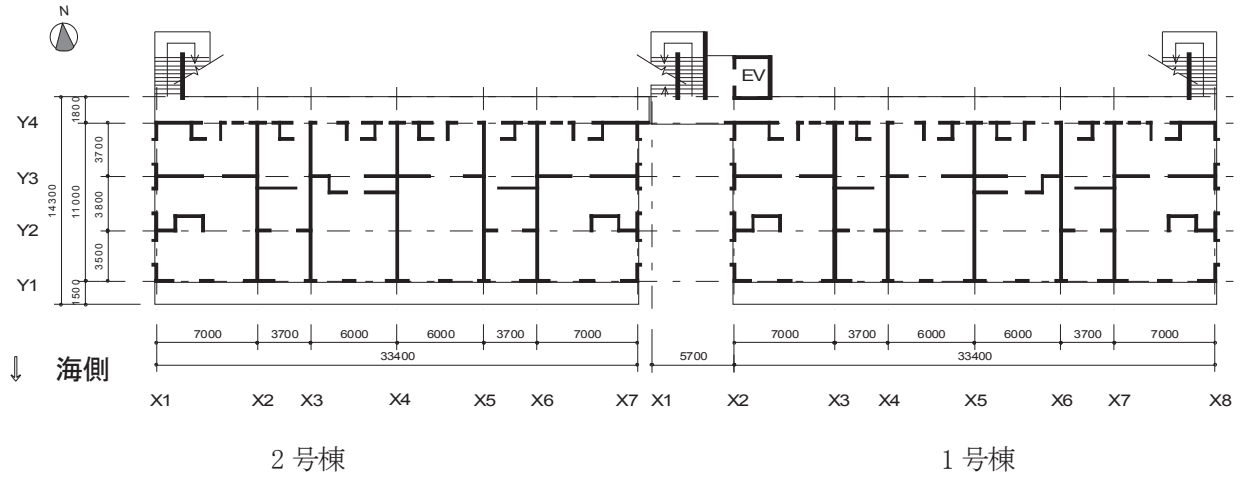
建物幅  $B=33.6\text{m}$  (津波に対する見付け長さ)

開口低減率  $\zeta=0.68$

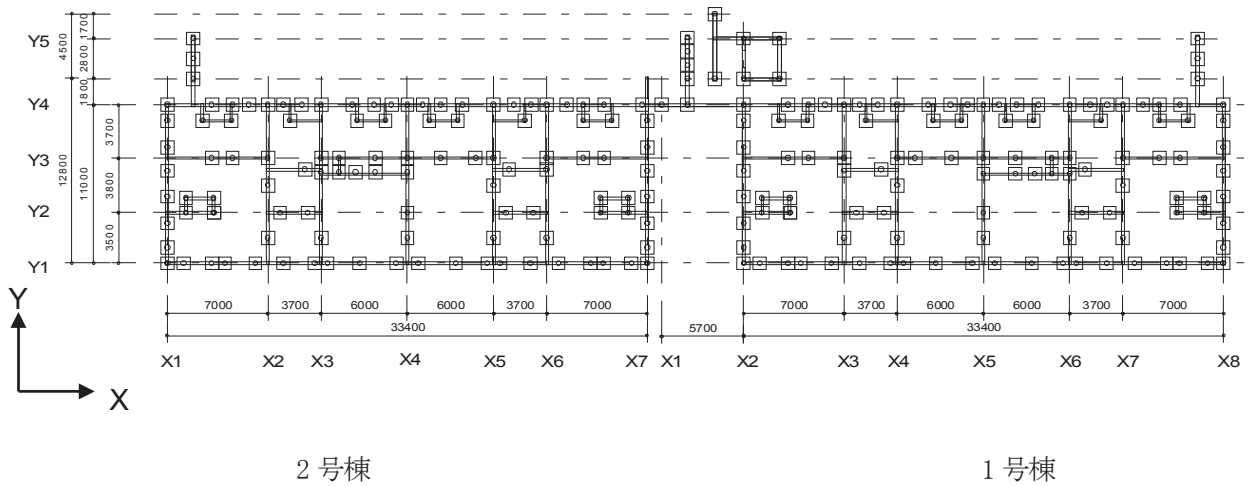
${}_y Q_{u1}$  と  $Q_W$  を比較すると  ${}_y Q_{u1} / Q_W = 40060 / 23538 = 1.70$  となり、建物 1 階の保有耐力 ${}_y Q_{u1}$  が津波荷重 $Q_W$  を十分に上回る結果となって、津波襲来後も建物が残存した状況と整合する。

表 6.2.2-1 建物構造に関する主要諸元

コンクリート設計基準強度		$F_c=21\text{N/mm}^2$	
耐力壁	W20	縦筋、横筋：D10-@200 (ダブル配筋)	鉄筋種別 SD295A
	W18		
基礎杭	既製杭 $\phi 350$ 長さ 22m	上杭 (PRC I種、8m) +	杭打設本数 1号棟 121本 2号棟 109本
		下杭 (PHC A種、14m) 長期許容支持力 580kN/本	



(a) 1階平面図



(b) 杭伏図

図 6.2.2-1 平面図



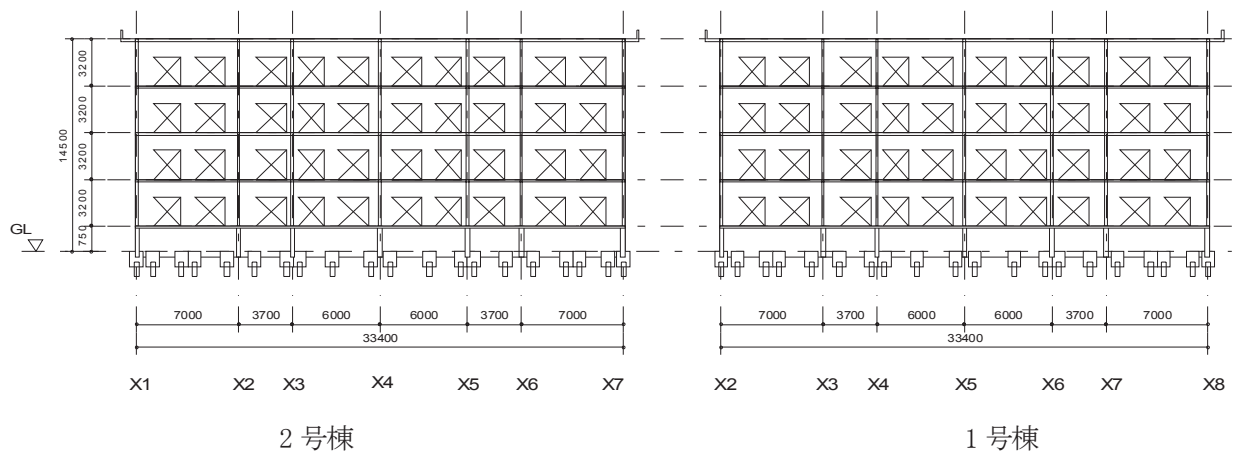


図 6. 2. 2-2 建物軸組図 (Y1 構面)



写真 6. 2. 2-1 被災後の建物状況 (南側)



写真 6. 2. 2-2 被災後の建物状況 (北側)



写真 6. 2. 2-3 外部階段と津波避難ビルを示す看板



写真 6. 2. 2-4 建物屋上





写真 6. 2. 2-5 基礎の洗掘 (中央部)



写真 6. 2. 2-6 基礎の洗掘 (妻側)

### 6.2.3 建築物Bの被害

#### (1) 被災建築物について

建築物Bは幅10.5m×奥行4.5m、建物高さ6.1mの2階建て鉄筋コンクリート構造物であり、1×2スパンの耐震壁付きラーメン構造物である(図6.2.3-1参照)。本建築物は宮城県女川町に所在し、津波により杭が引き抜かれ、転倒していた(写真6.2.3-1および写真6.2.3-2参照)。津波は、110mほど南東に離れた海岸線から来襲しているが、南東側には高い建築物が残留しており、西面および南面は道路に面しているため、本建築物は北側に向かって転倒していた。なお、宮城県女川町での計測浸水深は15mとされている。



写真 6.2.3-1 建築物 東側立面



写真 6.2.3-2 建築物 西側立面

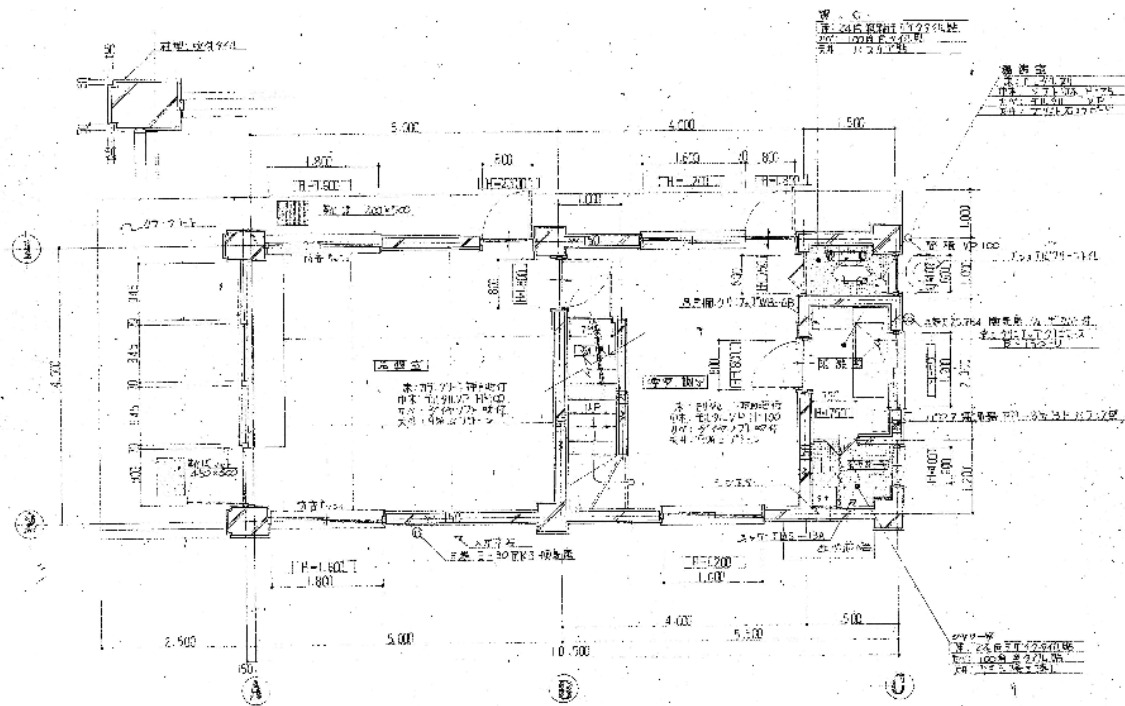


図 6.2.3-1 建築物 1階平面図

図 6. 2. 3-2 に建築物の立面図を示す。津波作用荷重による転倒には(1)作用荷重の低減効果、(2)建築物内部浸水による浮力の軽減効果という側面から開口面積が大きな影響を及ぼす。各構面の見付面積(10.5 または 4.5m×6.1m)に対する開口率はそれぞれ 0.109 (南側)、0.198 (北側)、0.114 (東側)、0.733 (西側)であった。特に津波が直接作用したと考えられる南側構面で開口率(0.109)が最も小さく、これにより大きな津波荷重が生じる。一方、建築物の内部浸水に影響を与える津波作用面および側面の開口率は 0.256 であった。したがって、本建築物に作用した転倒モーメントは浮力よりも津波水平荷重によって発生したモーメントが支配的であったと考えられる。

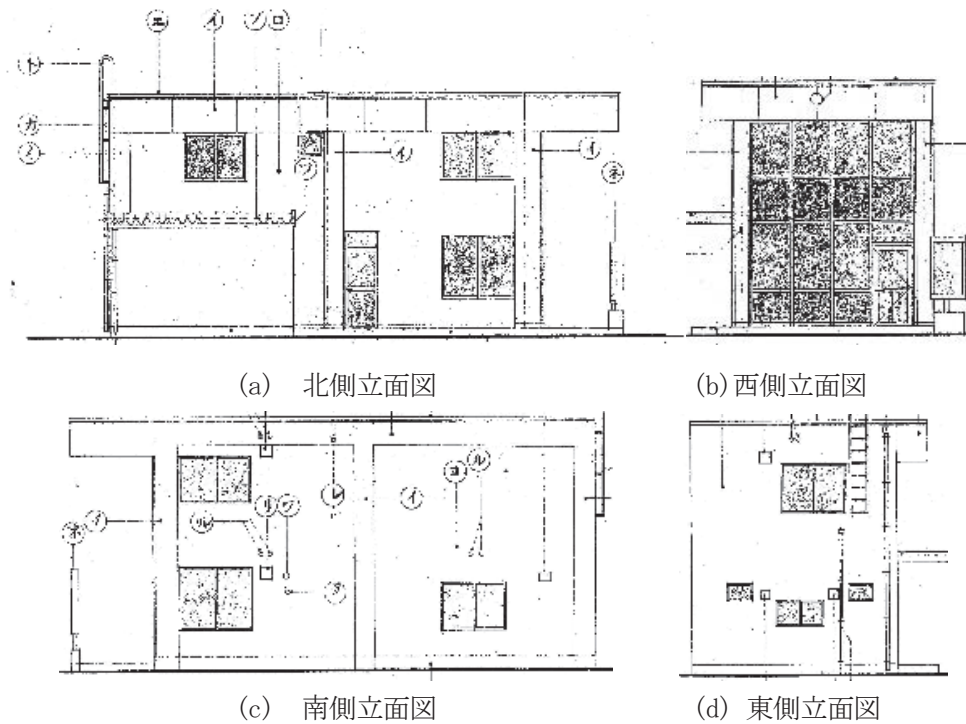


図 6. 2. 3-2 建築物 立面図

図 6. 2. 3-3 に基礎伏図および杭詳細図を示す。杭は耐震壁側柱下(B 構面)に 3 本ずつ、独立柱下に 2 本ずつ合計 12 本使用されている。図面によれば、杭径は 300mm、杭は 10m ごとに打継し、全長は試験杭により決定したとされているが、被害状況からは打継部分は確認できなかったため、全長は不明である。また、杭主筋についても図面上に記載がされていないが、既製 PC 杭であること、杭筋の定着長さが最小 300mm であることから 6-φ 7 と仮定した



写真 6. 2. 3-3 建築物杭断面図



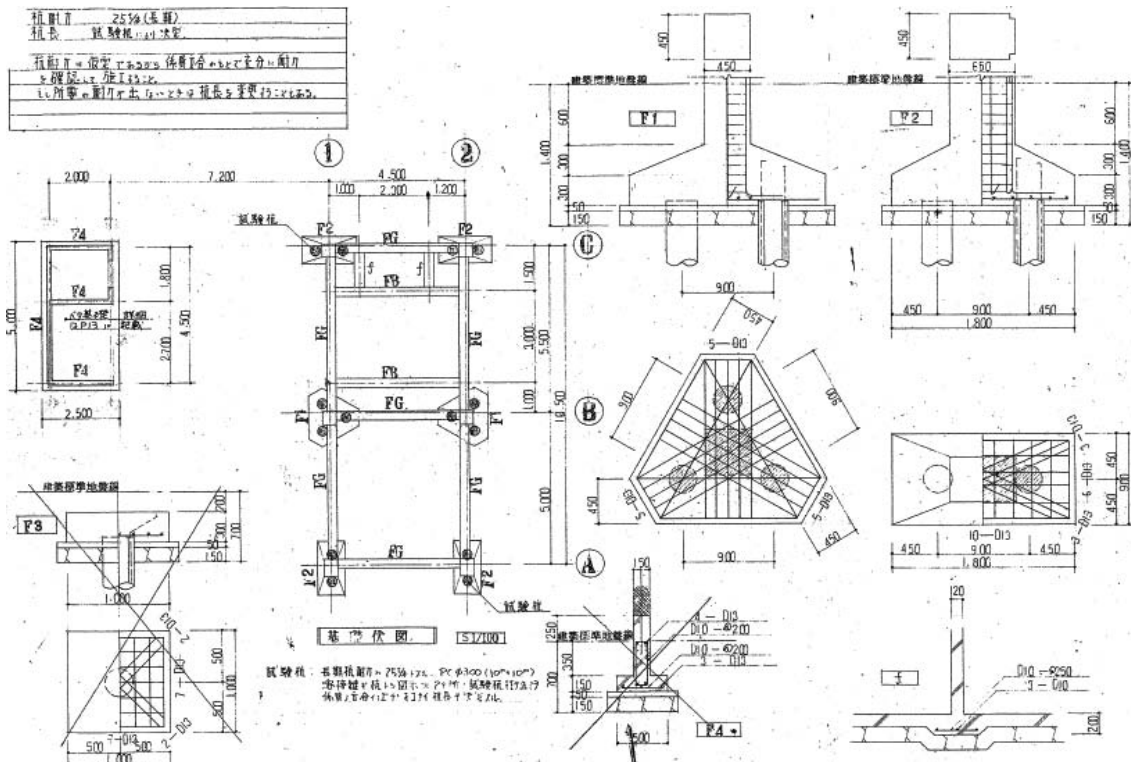


図 6.2.3-3 建築物 基礎伏図および杭詳細図

### (2) 積算重量について

構造図面にに基づき建築物重量を算定した。コンクリート単位体積重量は 2.3 (ton/m<sup>3</sup>) とし、仕上げ重量については鉄筋コンクリート構造計算用資料集<sup>6.2-5</sup>に基づき算定した。なお、本検討では積載荷重を含めていない。基礎を含めた建築物総重量は 1920 kN であり、これは単位床面積重量に換算すると 13.55 kN/m<sup>2</sup> となる。また、徐々に津波の水位が変動したと仮定した場合に、最終的に建築物に作用する浮力は基礎梁高さ (0.60m)、2階梁高さ (0.45m)、屋上垂壁高さ (1.00m) にそれぞれ床面積 (10.5m × 4.5m) を乗じた体積に相当する浮力となるため 950 kN となる (柱や壁部材の体積については 1 階基礎で接地しているため浮力を考慮しない)。

### (3) 津波作用荷重と転倒耐力の比較について

本項では建築物の抵抗モーメント  $M_b$  と津波静水圧荷重による転倒モーメント  $M_h$  を比較し、転倒に関する解析方法と津波実被害の整合性について検討を行った。

前項より建築物総重量  $W_b$  から浮力  $F_v$  を差し引いた鉛直荷重は 970 kN となる。杭引抜き強度  $F_p$  は PC 鋼線の引張破断強度 (1 本当たり 58.3 kN) から算定し、1 本当たり 350 kN、全体で 2450 kN とした。これらの値に転倒回転中心 (圧縮側基礎下) からの距離 (回転中心—重心間距離 2.25m、回転中心—引張杭群間距離 4.5m) を乗じることによって算定される抵抗モーメント  $M_b$  は (6.2.3-1) 式より 13207 kNm となる。

$$M_b = (W_b - F_v) \times 2.25 + F_p \times 4.5 \quad (\text{kNm}) \quad (6.2.3-1)$$

一方、浸水深 15m の津波が建築物に作用する転倒モーメント  $M_h$  は (6.2.3-2) 式で算定される。津波

波圧は静水圧分布とし、建築物高さを超過する部分の波圧については考慮していない。また、本検討では開口による津波作用荷重の低減率 $\zeta$ を 1 から津波荷重が作用する構面の見付面積に対する開口面積(開口率)の比を差し引いた値で定義している。算定された転倒モーメント  $M_h$  は  $16750\alpha$  kNm であった。

$$M_h = \alpha \int_0^{H_b} (\zeta \times \rho g x (\eta - x) \times B) dx \quad (\text{kNm}) \quad (6.2.3-2)$$

ここで、 $M_h$ :津波荷重による転倒モーメント(kNm)、 $\eta$ :浸水深(m)、 $H_b$ :建築物高さ(m)

$\alpha$ :静水圧に対する低減係数、 $\rho$ :水密度( $\text{ton}/\text{m}^3$ )、 $g$ :重力加速度( $\text{m}/\text{s}^2$ )、 $B$ :壁幅(m)

$\zeta$ :開口率(小数)

両値の比較から、建築物の抵抗モーメントは静水圧により作用する転倒モーメントの 79%程度であり、解析結果は建築物が転倒した実被害結果と整合する。

## 6.2.4 建築物Cの被害

### (1) 建築物概要

建築物Cは宮城県女川町に1993年に竣工した鉄筋コンクリート造3階建てと2階建ての建物で(ここでは、それぞれC-1棟とC-2棟と称する)、商業および観光施設として使用されていた(写真6.2.4-1)。建物は海岸を埋め立てた敷地に建設されており、長さ18~26mの杭基礎で支持されている。建物周辺では地盤が沈降し海水に浸かっている他、部分的に洗掘も発生していたが、基礎部の被害は目視では確認できなかった(写真6.2.4-2)。地盤性状に対する地震動の影響については、6.2.7で検討する。

C-1棟はRC造耐力壁付きラーメン構造で、図6.2.4-1に示すように1階平面は約33.4~56.9×34.6~44.9mの非整形な形状である。建物立面を図6.2.4-2に示す。3階建て建物の屋上高さは16.95mであり、部分的に高さ3.15mのペントハウス階がある。C-2棟も同じくRC造耐力壁付きラーメン構造で、1階平面は約33.5~54.8×21.2~26.8mの非整形な形状である。2階建て建物で屋上高さは10.8m、ペントハウス階は3.4mである。各棟の建物構造に関する主要な諸元を、表6.2.4-1に示す。関係者からの情報によると、C-1棟ではX、Y方向とも計算ルート2-1、C-2棟のX方向は計算ルート1、Y方向は計算ルート2-2で耐震計算が行われている。

建物所在地の津波浸水深は、C-1棟の屋上に避難した人の「屋上の近くまで津波が迫ってきた」との証言に基づき16.0mとする(文献6.2-2では、浸水深を15.6mとしている)。C-1棟では津波が越流することはなく避難者は救出されたが、C-2棟では津波が建物高さを超えたため犠牲者が発生した。この地区では多数の建物が破壊され、転倒や流失などの被害を受けたが、C-1棟とC-2棟は津波の後も残存していた。また、2棟の背後に位置する数棟の建物も、津波による損傷を受けてはいるものの残存していた。C-1棟とC-2棟には非構造部材等の被害は見られたが、建物躯体には地震動によるものも含めて外観上大きな構造被害は認められなかった(写真6.2.4-3)<sup>6.2-4)</sup>。ただし、2棟を繋ぐ長さ17.3mの連絡橋(プレストレストコンクリート造)が津波によって脱落し、海側に落下した。

### (2) 建物耐力と津波荷重

C-1棟とC-2棟は、津波が襲来した後も残存している。図6.2.4-1の建物Y方向に津波が作用する場合の1階保有耐力 $Q_{u1}$ と、推定される津波荷重 $Q_w$ の関係について検討する。

建物1階XおよびY方向の設計時の保有耐力 $Q_{u1}$ を、表6.2.4-2にまとめて示す。計算ルート2-1と2-2の保有耐力 $Q_{u1}$ は、それぞれ昭和55年建設省告示第1791号第3第一号イの式((6.2.4-1)式)と第3第二号イの式((6.2.4-2)式、ただしここでは両辺に0.75を掛けて表記)、計算ルート1については6.2.2の(6.2.2-3)式の左辺によって計算した値である。なお、計算では $\alpha=1$ 、 $Z=1$ としている。また、津波荷重と比較するY方向については、耐震診断基準第1次診断法<sup>6.2-6)</sup>の耐力算定に準じて(6.2.4-3)式によって計算した保有耐力も併せて示している。

$$\text{ルート 2-1} \quad Q_{u1} = \sum 2.5\alpha Aw + \sum 0.7\alpha Ac \geq 0.75ZWA_i \quad (6.2.4-1)$$

$$\text{ルート 2-2} \quad Q_{u1} = \sum 1.35\alpha Aw + \sum 1.35\alpha Ac \geq 0.75ZWA_i \quad (6.2.4-2)$$

各式の記号については、昭和55年建設省告示第1791号を参照されたい。なお、各式の計算では $\alpha=1$ とした。

$$\text{耐震診断第1次診断法} \quad Q_{u1} = \sum 3.0Aw + \sum 1.0Ac \quad (6.2.4-3)$$

ここに、 $Aw$  : 両側柱付き耐力壁の断面積 ( $\text{mm}^2$ )、 $Ac$  : 柱の断面積 ( $\text{mm}^2$ )



C-1 棟 1 階 Y 方向のせん断力係数  $C_B (= Q_{u1}/ZWA_i)$  は、設計値では 0.8 (ちなみに(6.2.4-1)式で計算すれば 1.07)、耐震診断第 1 次診断法によると 1.04 となる。同じく C-2 棟のせん断力係数  $C_B$  は、設計値では 1.23、耐震診断第 1 次診断法では 0.75 となった。

津波荷重  $Q_W$  は 6.2.2 と同様、内閣府ガイドラインの算定方法<sup>6.2-1)</sup>に準拠して、現地調査で明らかになった建物周囲での計測浸水深  $\eta$  を使って(6.2.2-4)式によって算定する。ここで、C-1 棟では計測浸水深  $\eta=16\text{m}$ 、建物幅 (津波に対する見付長さ)  $B=54.7\text{m}$  とし、開口の影響については建物には複数の構面があり、いずれかの構面で津波波力を受けるものと仮定して津波荷重の低減は行わない。C-2 棟では計測浸水深  $\eta$  が建物高さを超えているので、建物高さを超える部分の津波は荷重として考えず、津波荷重  $Q_W$  は建物高さ  $h=10.8\text{m}$  と建物幅  $B=49.0\text{m}$  から算出し、同じく開口による津波荷重の低減は行わない。各棟の津波荷重の算定結果は、以下のとおりである。

$$\text{C-1 棟} \quad Q_W = 686167 \text{ kN}$$

$$\text{C-2 棟} \quad Q_W = 28317 \text{ kN}$$

津波荷重  $Q_W$  と 1 階 Y 方向保有耐力  ${}_y Q_{u1}$  の算定結果一覧を、表 6.2.4-3 に示す。 $Q_W$  に対する  ${}_y Q_{u1}$  の比率は、C-1 棟では  ${}_y Q_{u1}/Q_W = 1.12$  となり津波襲来後も建物が残存した状況と整合する。一方、C-2 棟では  ${}_y Q_{u1}/Q_W = 0.79$  となり保有耐力  ${}_y Q_{u1}$  が津波荷重  $Q_W$  を下回る結果となったが、建物は残存していた。

表 6. 2. 4-1 建物構造に関する主要諸元

C-1 棟	コンクリート設計基準強度		Fc=24N/mm <sup>2</sup>	
	柱	750×650mm ～ 650×650mm	主筋：12-D25、帯筋：D13@100 ～ 主筋 8-D25、帯筋：D13@100	鉄筋種別 SD295A (D16 以下) SD345 (D19 以上)
	梁	450×600mm ～ 450×1200mm (PRC 梁)	上端筋：6-D25、下端筋：3-D25、 肋筋：D13@200 ～ 上端筋：3-D25、下端筋：7-D25、 肋筋：D13@100 PC 鋼材 1C-7×12.7φ ストランド	
	耐力壁	W20 W18 W15	縦筋、横筋とも D10、D13@200 (ダブル配筋) D10、D13@200 (ダブル配筋) D13@200 (シングル配筋)	鉄筋種別 SD295A
	基礎杭	φ500、53 本 φ600、89 本	長期許容支持力： 960kN/本 1381kN/本	杭長 18m (上杭 (SC 杭) + 下杭 (PHC 杭))、 N>50 の地盤で支持

表 6.2.4-1 (続き) 建物構造に関する主要諸元

	コンクリート設計基準強度		F <sub>c</sub> =24N/mm <sup>2</sup>	
C-2 棟	柱	650×850mm	主筋：16-D25、帯筋：D13@100	
		650×650mm	主筋：8-D25、帯筋：D13@100	
	梁	450×800mm	上・下端筋：3-D25、肋筋：D13@200	
		450×1200mm (PRC 梁)	上・下端筋：4-D25、肋筋：D13@200 PC 鋼材 1C-10×12.7φストランド	
	耐力壁	W25 W18 W15	縦筋、横筋とも D13-@200 (ダブル配筋) D10、D13-@200 (ダブル配筋) D13-@200 (シングル配筋)	
基礎杭	φ500、40 本 φ600、29 本	長期許容支持力： 960kN/本 1381kN/本	杭長 22~26m (上杭 (SC 杭) + 下杭 (PHC 杭))、 N>50 の地盤で支持	

表 6.2.4-2 建物重量および1階の保有耐力

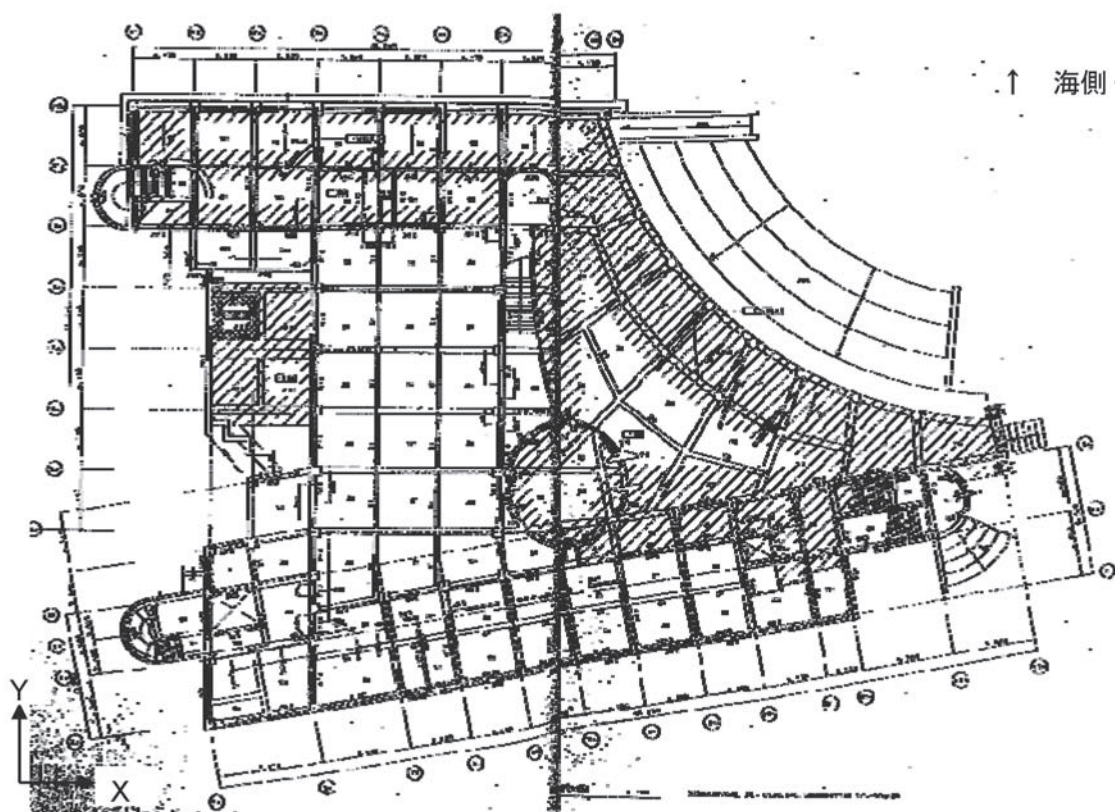
C-1 棟	建物総重量 W (kN)	1階保有耐力 Q <sub>u1</sub> (kN)		$\frac{Q_{u1}}{0.75ZWA_i}$	$\frac{Q_{u1}}{ZWA_i}$	備考
		X 方向	Y 方向			
C-1 棟	73688	X 方向	65153	1.18	0.88	設計値 (ルート 2-1)
		Y 方向	58938	1.07	0.80	
					77157	—
C-2 棟	建物総重量 W (kN)	1階保有耐力 Q <sub>u1</sub> (kN)		$\frac{Q_{u1}}{0.75ZWA_i}$	$\frac{Q_{u1}}{ZWA_i}$	備考
		X 方向	Y 方向			
		29386	X 方向			
Y 方向	36240		1.23	—	設計値 (ルート 2-2)	
			22280	—	0.75	耐震診断第 1 次診断法



表 6.2.4-3 津波荷重と1階保有耐力の比較

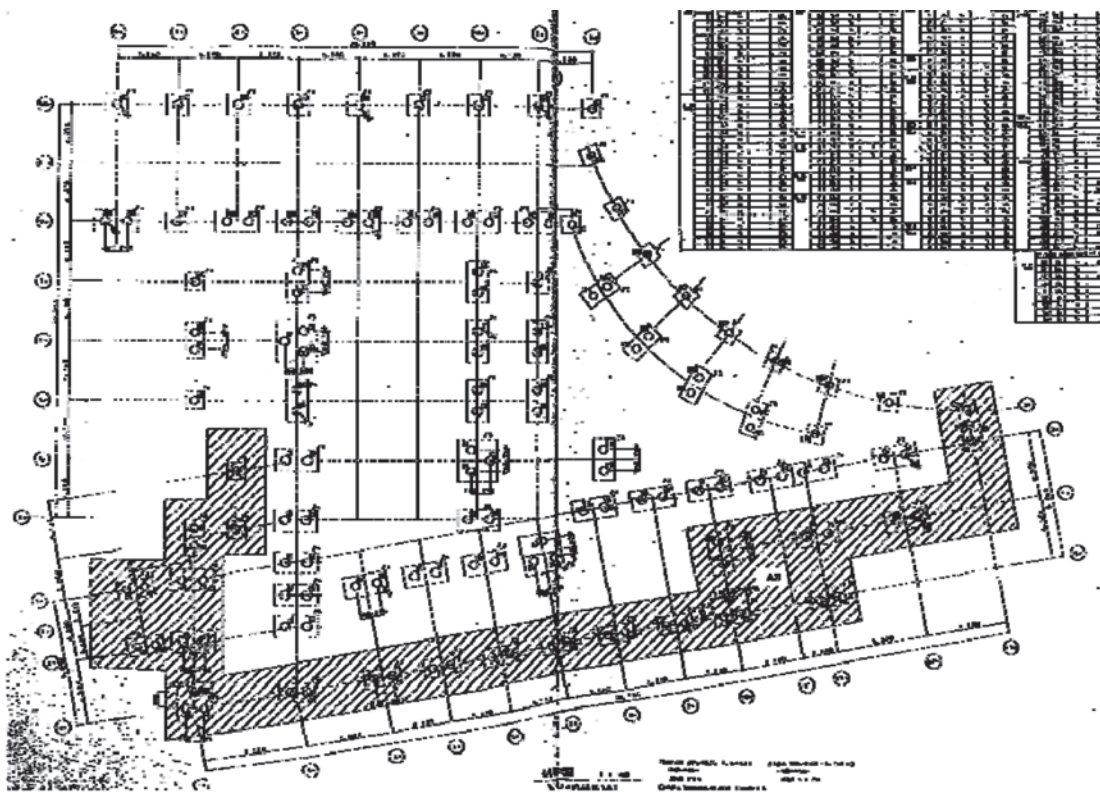
	津波荷重 $Q_W$ (kN)	1階保有耐力 ${}_y Q_{u1}^{*1}$ (kN)	$\frac{{}_y Q_{u1}}{Q_W}$
C-1 棟 (Y方向)	68616	77157	1.12
C-2 棟 (Y方向)	28317	22280	0.79

\*1 表 6.2.4-2 の耐震診断第1次診断法に準じた計算値



(a) 1階平面図

図 6.2.4-1 C-1 棟平面図



(b) 杭伏図

図 6.2.4-1 C-1 棟平面図 (つづき)

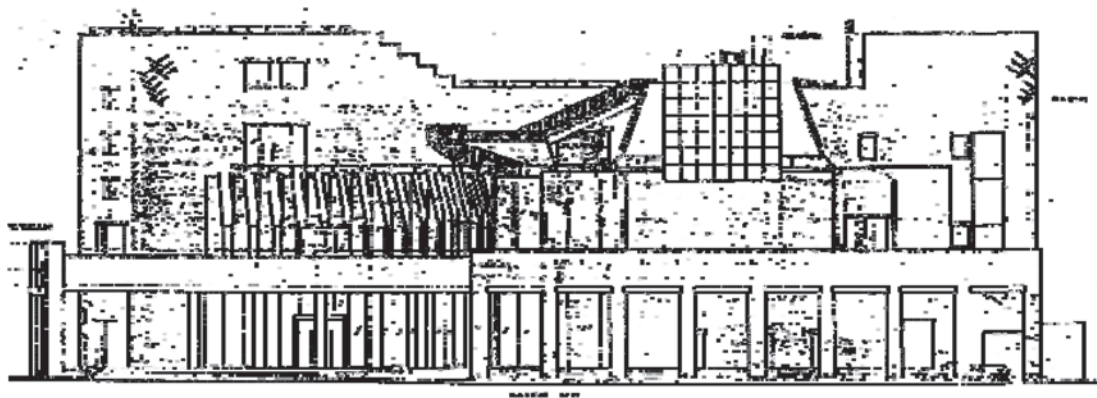
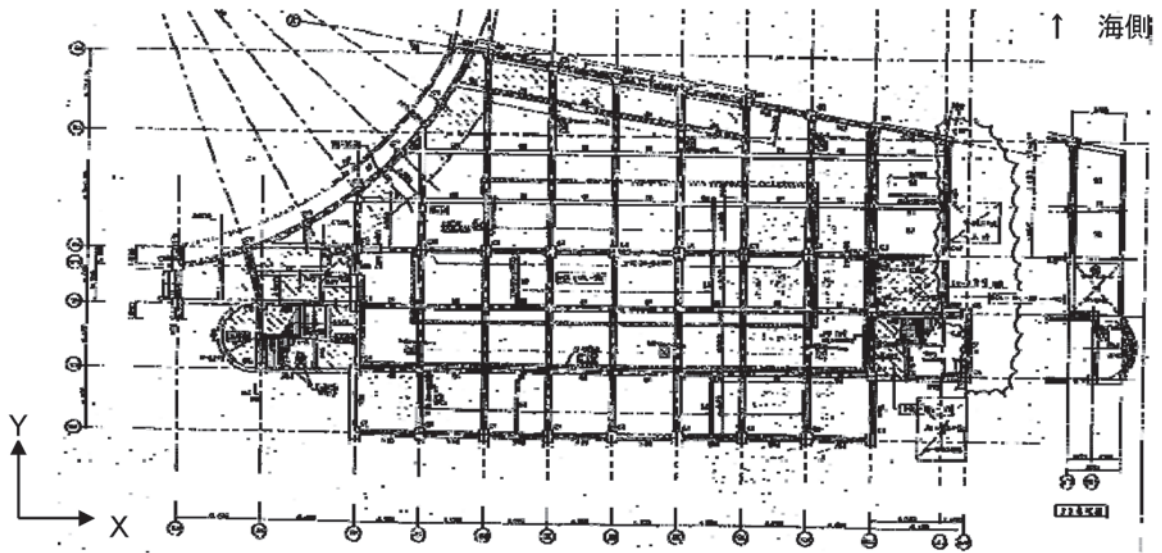
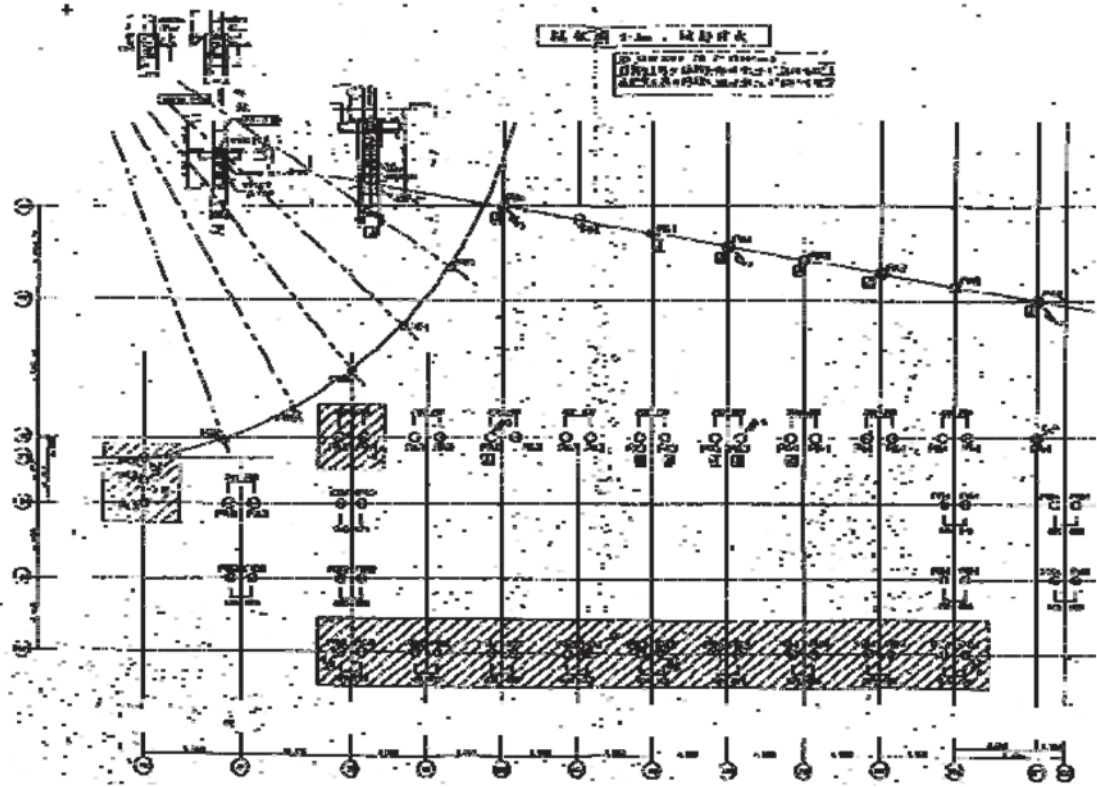


図 6.2.4-2 C-1 棟立面図 (東面)



(a) 1階平面図



(b) 杭伏図

図 6.2.4-3 C-2 棟平面図



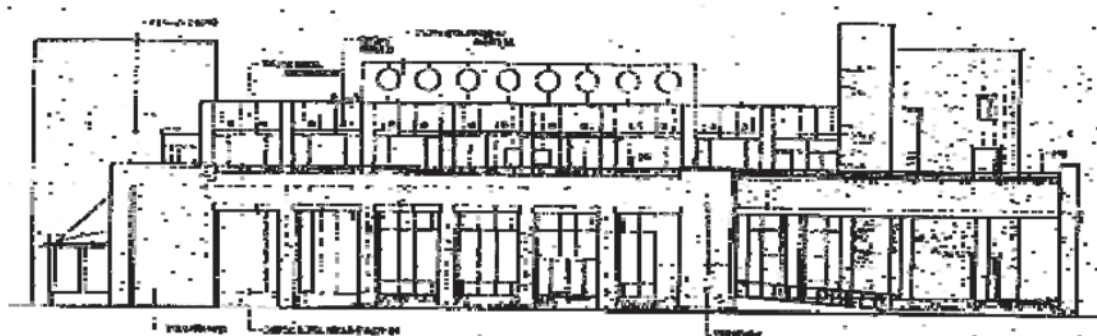


図 6.2.4-4 C-2 棟立面図（東面）

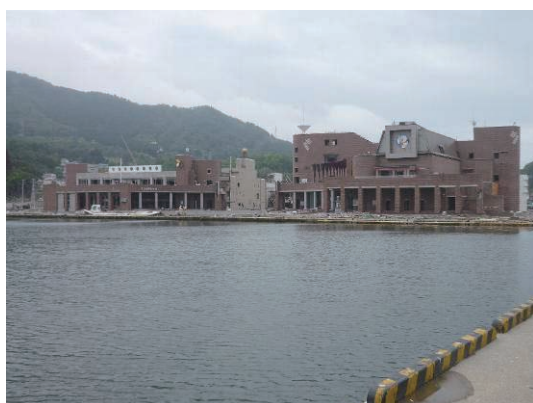


写真 6.2.4-1 建築物全景（東側）



写真 6.2.4-2 建築物周囲の地盤沈降



C-2 棟



C-1 棟

(2 棟を繋ぐ連絡橋が津波で流された)

写真 6.2.4-3 建築物外観

## 6.2.5 建築物Dの被害

### (1) 建築物について

建築物Dは宮城県仙台市に所在する鉄筋コンクリート造3階建ての建築物であり、津波作用荷重によって外壁および付帯する柱および梁に面外変形が生じた(写真6.2.5-1)。外壁が破壊した区画は2階および3階床が吹抜けとなっており(写真6.2.5-3)、1階床から屋上階 まで桁行外構面4スパンであった津波作用面の開口率は0.02であり、津波作用荷重の低減はほぼ無かったと考えられる。被害状況から下端の柱主筋・壁縦筋はすべて降伏し、側方端部の柱に接続する桁行梁主筋および壁横筋も降伏していると推定される(写真6.2.5-2)。一方、上端では屋上階梁下端において主筋が露出しており、梁下端ではコンクリート圧壊が生じたと考えられる。

本建築物に残留する浸水痕跡は建築物前面でのみ確認されており、10.5mであった。一方、建築物内部に残留する浸水痕跡の最大高さは5.5mであった(写真6.2.5-3)。津波は建築物東側350m程度に位置する海岸線から来襲しており、間に低い防潮堤と防潮林があるものの、周辺に遮蔽するような構造物はなく、非常に速い流速で津波が建築物に衝突したと考えられる。



写真 6.2.5-1 耐震壁の面外変形



写真 6.2.5-2 屋上階梁下端の損傷



写真 6.2.5-3 建築物内部の浸水痕跡



写真 6.2.5-4 建築物周辺の状況



## (2) 崩壊メカニズムについて

図 6.2.5-1 および図 6.2.5-2 に建築物立面図および 2 階平面図を示す。津波により構造被害を受けた南側区画は幅 20m×高さ 11.7m の 4 スパンであり、中間階に床を有していない。また、梁間方向のスパン長さは 7m である。一方、北側区画は幅 7.5m の 3 スパンであり、同様の柱梁部材で構成されているが、中間階に床を有しており、津波荷重による躯体の損傷は見られなかった。本区画を構成する部材の断面配筋を図 6.2.5-3 に示す。

津波荷重作用時の柱および壁部材の崩壊メカニズムについては被害状況から 1 階柱脚および 3 階梁上端に塑性ヒンジを仮定して計算している(図 6.2.5-4 参照)。津波浸水深  $\eta$  は 10.5m としている。津波波力は波圧分布のモーメント中心に集中荷重として作用すると仮定し、同高さ位置の柱および壁に塑性ヒンジが生じたと仮定している。開口面積は小さいため津波荷重低減は考慮していない。本検討方法では壁周囲四辺の構成部材の曲げ強度をすべて累加しており、構造耐力が大きく評価されている。また、トランシットによる計測結果より 3 階床部分は原位置よりもむしろ海側に移動していることから、屋上階梁下端主筋の露出はコンクリート圧壊により発生し、梁上端筋および 3 階床スラブ筋が全て引張降伏していると仮定している。なお、現地掘削調査により行われた 1 階基礎梁の面外破壊や杭頭のせん断破壊による影響は本検討では考慮していない。

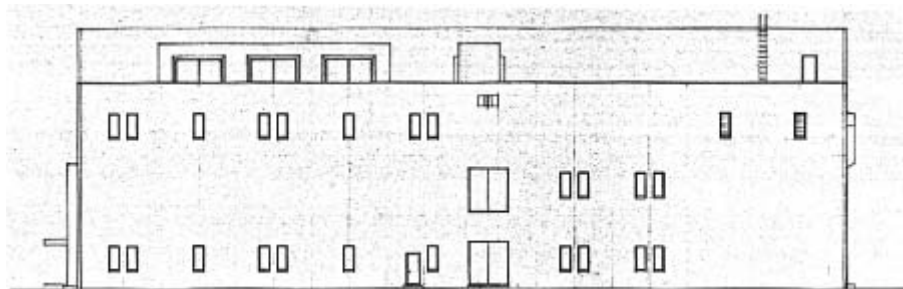


図 6.2.5-1 建築物 東側立面図

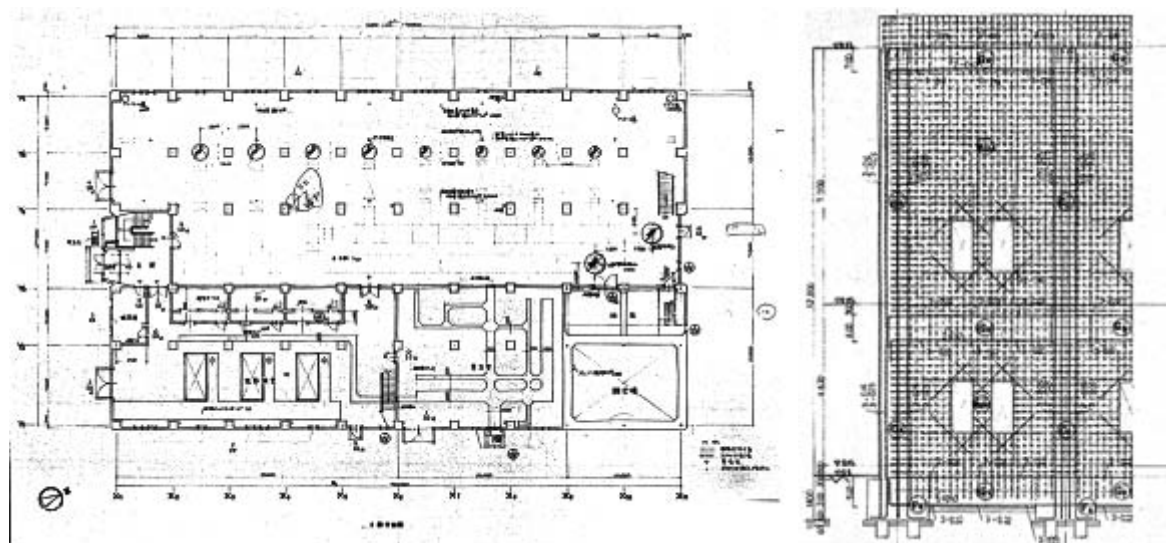


図 6.2.5-2 建築物 2 階平面図および立面配筋図

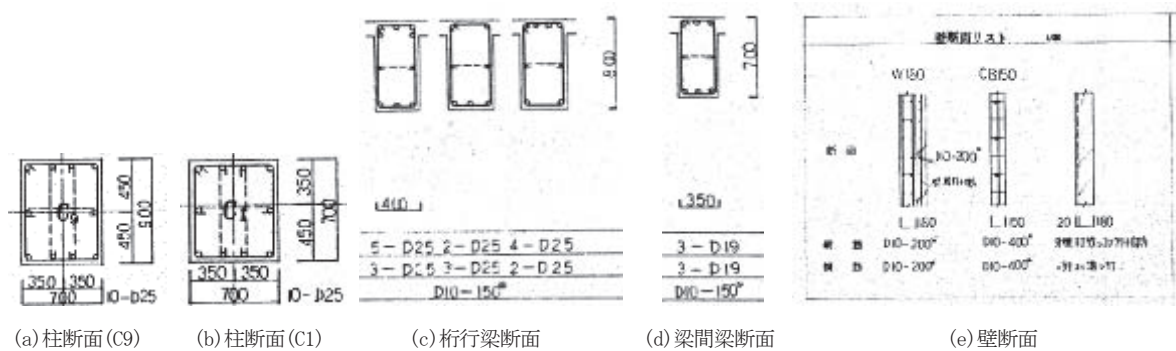


図 6.2.5-3 部材断面リスト (有床区画および無床区画)

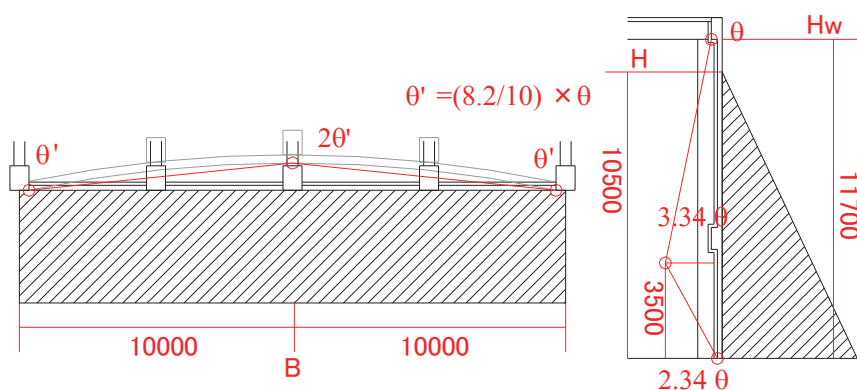


図 6.2.5-4 解析上で仮定した構造物耐力の計算方法 (南側無床区画)

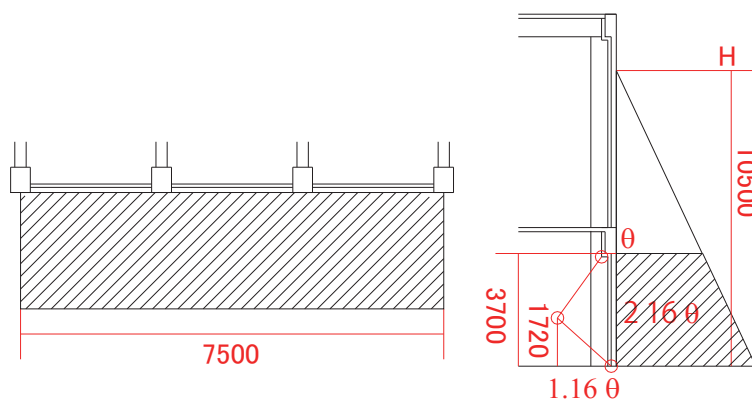


図 6.2.5-5 解析上で仮定した構造物耐力の計算方法 (北側有床区画)

### (3) 各部材の面外強度

柱(C9)は断面が700mm×900mm、主筋は10-D25 (SD345, 引張鉄筋は4-D25)である。3階床部分の単位面積重量を13kN/m<sup>2</sup>と仮定すると、Y1構面柱1本当りに作用する軸力は228kNであり、柱1本当りの曲げ耐力 $M_c$ は655kNmである。

梁間方向(G1)梁部材は断面が400mm×800mm、上端主筋は5-D25 (SD345)である。梁1本当りの曲げ耐力 $M_{b1}$ は649kNmである。またスラブ筋(S1、SD295)については上端筋および下端筋D10@250で配筋されており、床見付面に対して22本×4スパンであった。スラブ単体の面外方向の曲げ耐力算定時にはスラブ下端筋を考慮していない。スラブ厚は120mmであり、スラブ上端筋のかぶり厚は40mmとした。桁行方向(G9)梁部材は断面が400mm×800mm、面外曲げを考慮したときの引張主筋は2-D22 (SD345)である。梁1本当りの曲げ耐力 $M_{b2}$ は93kNmである。

壁縦筋(SD295)は構造図面より1スパン間の見付面にD10が22本あるが、開口部分の縦筋(2穴開口では7本、1穴開口では3本)は曲げ耐力に寄与しないため損傷した区画の4スパンのうち見付面には68本が寄与するとした。壁横筋(SD295)は構造図面より縦筋と同様に開口部分を無視すると、見付面に対してD10 40本(1階12本、28本)が寄与するとした。また、壁は元々厚さ180mmであるが、面外方向に120mm増打ちされており、面外方向には壁縦筋が3本入っている。かぶり厚詳細は不明であるがここでは50mmと仮定している。

壁(スラブ)筋の面外曲げ強度について二種類の算定方法を用いた(図6.2.5-6参照)。

- 1) 壁(スラブ)筋が寄与する曲げ耐力を付帯する柱(梁)部材の曲げ中立軸から算定する
- 2) 壁(スラブ)単体の面外曲げ強度を曲げ耐力とする

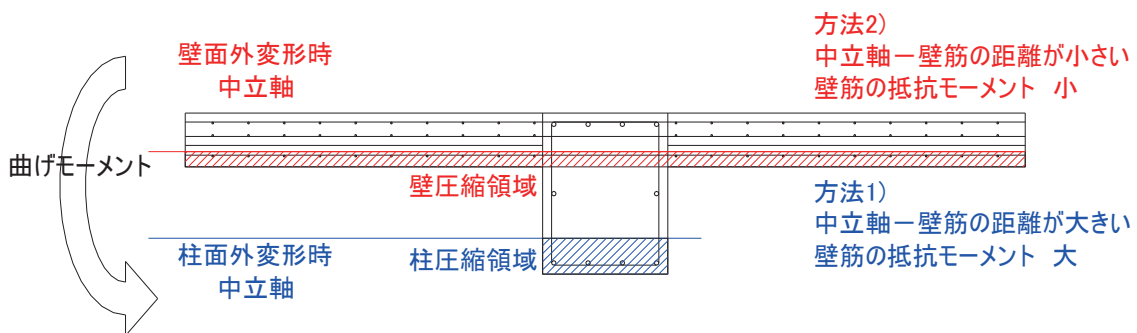


図 6.2.5-6 壁(スラブ)筋の面外曲げ強度 算定方法

1) では壁面外曲げ強度をほぼ最大で評価し、2) では付帯する柱(梁)の影響を無視した評価方法になっている。実際の壁(スラブ)筋は柱スパン中央と柱近傍では負担した曲げ耐力が異なっていたものと考えられる。なお、本検討では塑性理論により構造耐力を算定するが、1)の方法で評価した曲げ耐力は壁(スラブ)引張となるヒンジにのみ適用している。

1) の方法では

スラブ筋(88本、上下端筋)の曲げ耐力	1319 (kNm)	$M_{s1}$
壁縦筋 (68×3本)の曲げ耐力	3215 (kNm)	$M_{v1}$
壁横筋 (40×3本)の曲げ耐力	683 (kNm)	$M_{h1}$

2) の方法では

スラブ筋(44本、上端筋のみ)の曲げ耐力	73 (kNm)	$M_{s2}$
壁縦筋 (68×3本)の曲げ耐力	595 (kNm)	$M_{v2}$
壁横筋 (40×3本)の曲げ耐力	350 (kNm)	$M_{h2}$

また、前頁に示した梁や柱による曲げ耐力を下記に示す。

柱 (3本)の曲げ耐力	1965 (kN m)	$3M_c$
梁間梁 (3本)の曲げ耐力	1947 (kN m)	$3M_{b1}$
桁行梁 (1本)の面外曲げ耐力	93 (kN m)	$M_{b2}$

#### (4) 無床区画(Y1-X1~X5 構面)における検討

津波高さを 10.5m と仮定すると、波圧分布のモーメント中心位置と仮定する降伏ヒンジ位置は波圧高さの 1/3 (3.5m) の高さ位置となる。建物高さ方向の梁端回転角を $\theta$ とすると、1 階柱脚の回転角は 2.34  $\theta$  (8.2/3.5)、中央 3.5m 位置の柱壁回転角は 3.34 $\theta$ となる。また、建物幅方向の端部回転角は 0.82  $\theta$ 、中央位置の梁壁回転角は 1.64 $\theta$ となる。津波波力は静水圧を高さ方向および建物幅方向に積分して (6.2.5-1) 式で与えられる。

$$P = \int_0^{\eta} (\alpha \times \rho g (\eta - x) \times B) dx = 0.5 \alpha \rho g \eta^2 \quad (6.2.5-1)$$

ここで、 $\eta$ :浸水深(m)、 $\alpha$ :静水圧に対する低減係数、 $\rho$ :水密度(ton/m<sup>3</sup>)、 $g$ :重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、 $B$ :壁幅(m)

本建物( $\eta=10.5$ (m)、 $B=20$ (m))に作用した津波波力は 10810  $\alpha$  (kN) となり、 $W=10810 \alpha$  (kN)  $\times$  8.2(m)  $\times$   $\theta$  (rad)が津波による仕事量である。一方、内力による仕事量  $W_0$  は

1) の評価方法では

$$\begin{aligned} W_0 &= (3 \times M_{b1} + M_{s1}) \times \theta + (3 \times M_c + M_{v1}) \times 2.34\theta + (3 \times M_c + M_{v2}) \times 3.34\theta \\ &\quad + (M_{b2} + M_{h1}) \times 1.64\theta + (M_{b2} + M_{h2}) \times 1.64\theta \\ &= 25936 \times \theta \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$W \geq W_0$  (崩壊条件) とすると

$$\alpha \geq 0.292$$

2) の評価方法では

$$\begin{aligned} W_0 &= (3 \times M_{b1} + M_{s2}) \times \theta + (3 \times M_c + M_{v2}) \times 2.34\theta + (3 \times M_c + M_{v2}) \times 3.34\theta \\ &\quad + (M_{b2} + M_{h2}) \times 1.64\theta + (M_{b2} + M_{h2}) \times 1.64\theta \\ &= 18013 \times \theta \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$W \geq W_0$  (崩壊条件) とすると

$$\alpha \geq 0.203$$

したがって、

1) の評価方法では構造物は作用した津波荷重の 29.2% の耐力を有していることになる

2) の評価方法では構造物は作用した津波荷重の 20.3% の耐力を有していることになる

本検討結果において構造物の面外方向算定耐力は最も大きく評価した場合であっても津波作用荷重を大きく下回っており、実被害(外壁の面外変形)と整合する。また、最大浸水深の静水圧が作用するとする仮定は本件においては過大な評価(設計としては安全側の評価)となることがわかる。

#### (5) 有床区画(Y1-X6~X9 構面)における検討

有床区画は幅 7.5m、高さ 3.7m を有する 1 階 3 スパンの区画である。梁間方向梁は断面が 450mm×1100mm、上端筋が 7-D25 と非常に大きく、梁曲げ耐力が柱曲げ耐力を超過するため、本区画では 1 階柱脚・柱頭のヒンジ形成を仮定する。津波作用荷重のモーメント中心位置に相当する降伏ヒンジ高さは 1.72m となる(図 6.2.5 参照)。

柱は断面が 700mm×700mm、主筋は 10-D25 (SD345、引張鉄筋は 4-D25)である。2、3 階床部分の単位面積重量を 13kN/m<sup>2</sup> と仮定すると、Y1 構面柱 1 本当りに作用する軸力は 455kN であり、柱 1 本当りの曲げ耐力  $M_c$  は 584kNm である。壁縦筋の曲げ耐力は前述した方法に基づいて算定し、見付面積に対して 54 本( $M_{v1}$  1878 (kNm)、 $M_{v2}$  472 (kNm))となる。壁横筋については考慮しない。建物高さ方向の柱端回転角を $\theta$ とすると、1 階柱脚の回転角は 1.16  $\theta$ (1.98/1.72)、中央 1.72m 位置の柱壁回転角は 2.16 $\theta$  となる。本建物 1 階 ( $h=0\sim 3.7$ (m)、 $B=7.5$ (m)) に作用した津波波力は 4660  $\alpha$  (kN) となり、 $W=4660 \alpha$  (kN)×1.98(m)× $\theta$  (rad)が津波の作用した仕事量である。

一方、内力による仕事量  $W_0$  は

1) の評価方法では

$$\begin{aligned} W_0 &= 2 \times M_c \times 4.32\theta + M_{v1} \times 2.16\theta + M_{v2} \times 2.16\theta \\ &= 10121 \times \theta \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$W \geq W_0$  (崩壊条件) とすると

$$\alpha \geq 1.097$$

2) の評価方法では

$$\begin{aligned} W_0 &= (2 \times M_{c1} + M_{v2}) \times 4.32\theta \\ &= 7085 \times \theta \text{ (kNm)} \end{aligned}$$

$W \geq W_0$  (崩壊条件) とすると

$$\alpha \geq 0.768$$

本検討結果において構造物の面外方向算定耐力は津波作用荷重の約 1.1 倍程度であり、被害が見られなかった調査結果と整合する。(実際は壁横筋等が作用することにより余裕があったと考えられる)

#### (6) 検討結果

- 本建物は 2 階部分の階高が大きく、無床区画(3 階 4 スパン)は有床区画(1 階 3 スパン)の約 4.2 倍の受圧面積を有しており、作用した津波荷重は本資料の方法では 2.3 倍程度であった。また、無床区画は中間階の床が抜けているため、支持端部から降伏ヒンジ形成位置までの距離(8.2m、3.5m)が大きく、曲げモーメントに耐えられず耐震壁が面外変形したと考えられる。
- 無床区画の構造物の耐力算定では壁縦筋やスラブ筋など最も部材耐力を大きく評価した場合であっても、津波作用荷重の約 30%程度にしか耐えられないことがわかった。すなわち、津波作用荷重を最大浸水深の時の静水圧分布より算定するのは本件では過大な評価になっているようである。



- 有床区画の構造物の耐力算定では壁横筋の影響や壁縦筋の曲げ耐力を大きく評価しなかった場合であっても、津波作用荷重の約 1.1 倍程度の耐力を有しており、被害が見られなかったこととも一致している。無床区画の検討より、津波作用荷重が最大浸水深の静水圧分布から求めた値の 0.3 倍程度と考えられることから、有床区画の耐力は津波作用荷重の 3 倍程度あることになる。これは、建物ひび割れ損傷の発生は大雑把に考えると耐力の 1/3 程度であることを考え合わせると、当該建物がほぼ無被害であったことと整合する。

## 6.2.6 建築物Eの被害

### (1) 被災建築物の概要

建築物Eは1970年に建設された壁式プレキャストRC造（リブ付中型コンクリートパネル造）2階建ての公営集合住宅である。本団地は1棟あたり3～5戸からなる住棟6棟から構成されており、海岸線に近い側の4戸1住棟2棟について検討を行う。1階平面は図6.2.6-1に示す通り、長辺は4スパン（スパン長さ3.81m）、短辺は1スパン（スパン長さ5.16m）で共通である。本建築物では屋上に漂流物が確認されたことから、浸水深は建築物高さ（=5.85m）以上と推定され、近隣のRC造3階建て集合住宅の前面における計測浸水深は7.5mであった。本建築物の被害状況としては、周辺地盤の洗掘による傾斜（写真6.2.6-1）や、漂流物の衝突によるとみられる2階妻壁の損傷（写真6.2.6-2）が見られたものの、1階には構造的な大きな損傷は確認されなかった。なお、海岸線から本建築物までの距離は約800mであった。



写真 6.2.6-1 周辺地盤の洗掘による傾斜



写真 6.2.6-2 2階妻壁の損傷

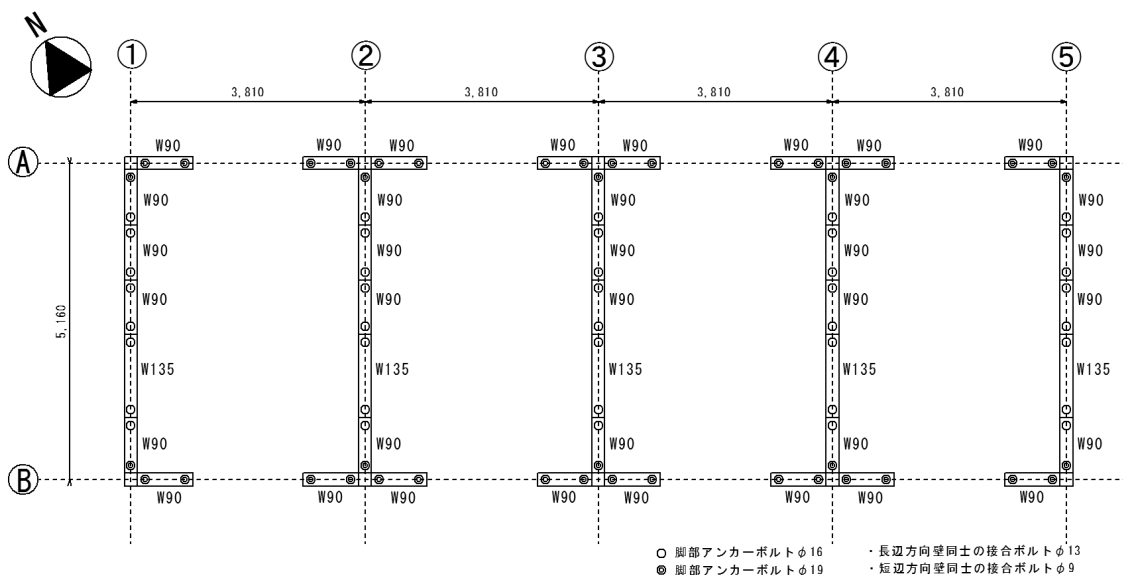


図 6.2.6-1 耐力壁割付図

## (2) 建築物荷重及び耐力

本建築物の建築物荷重及び保有耐力を、プレハブ建築協会「工業化住宅の耐震診断法 III-2 リブ付中型コンクリートパネル造」<sup>6.2-7)</sup>の「③保有水平耐力による確認」に基づいて算定した。

### (a) 建築物荷重

本建築物は、屋根がリブ付きパネルで積雪区分は一般 50cm 以下（名取市 40cm）であることから、1階の単位床面積当たりの地震時荷重  $w$  (tf/m<sup>2</sup>) は次式で表される。

$$w=0.53+0.73A_2/A_1$$

ここで、 $A_2$  : 2階床面積、 $A_1$  : 1階床面積である。

本建築物の床面積は  $A_1=A_2=78.6$ (m<sup>2</sup>) であることから  $w=1.26$ (tf/m<sup>2</sup>) となる。建築物荷重  $W$  は単位床面積当たりの地震時荷重と床面積を用いて下記のとおり  $W=971$ (kN) と算定される。

$$W=1.26(\text{tf/m}^2) \times 3.81(\text{m}) \times 4 \times 5.16(\text{m}) = 99.08(\text{tf}) = \underline{971(\text{kN})}$$

### (b) 1階保有耐力

図 6.2.6-1 に耐力壁割付図を示す。1階長辺方向は W90 独立壁（脚部アンカーφ19）8枚と W90 L型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ13）8枚で構成される。それぞれの耐力壁 1枚当たりの終局せん断耐力は次式で算定できる。

- ・W90 独立壁（脚部アンカーφ19）：

$$1.28+0.09N=1.50(\text{tf})$$

- ・W90 L型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ13）：

$$1.50+3.36=4.86(\text{tf})$$

ここで、 $N$  : 各耐力壁が負担する軸力である。

したがって、長辺方向の保有耐力は下記の通り 498kN と算定される。これは建築物荷重の 0.51 倍に相当する。

$$1.50(\text{tf}) \times 8 + 4.86(\text{tf}) \times 8 = 50.81(\text{tf}) = \underline{498(\text{kN})}$$

1階短辺 (A→B) 方向は、W90 独立壁（脚部アンカーφ16）5枚（片側床 2枚、両側床 3枚）、W90 L型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）2枚、W90 T型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）3枚、W90 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）10枚（片側床 4枚、両側床 6枚）、W135 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）5枚（片側床 2枚、両側床 3枚）から構成される。それぞれの耐力壁 1枚当たりの終局せん断耐力は次式で算定できる。

- ・W90 独立壁（脚部アンカーφ16）：

$$0.91+0.09N=1.03(\text{tf}) \text{ (片側床)}、1.16(\text{tf}) \text{ (両側床)}$$

- ・W90 L型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）：

$$1.28+0.09N+2.93=4.33(\text{tf})$$

- ・W90 T型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）：

$$1.28+0.09N+3.46=4.86(\text{tf})$$

- ・W90 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）：

$$0.91+0.09N+1.81=2.84(\text{tf}) \text{ (片側床)}、2.97(\text{tf}) \text{ (両側床)}$$

- ・W135 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）：

$$1.46+0.21N+2.72=4.61(\text{tf}) \text{ (片側床)}、5.05(\text{tf}) \text{ (両側床)}$$

ここで、N：各耐力壁が負担する軸力である。

したがって、短辺（A→B）方向の保有耐力は下記の通り 807kN と算定される。これは建築物荷重の 0.83 倍に相当する。

$$1.03(\text{tf}) \times 2 + 1.16(\text{tf}) \times 3 + 4.33(\text{tf}) \times 2 + 4.86(\text{tf}) \times 3 + 2.84(\text{tf}) \times 4 + 2.97(\text{tf}) \times 6 + 4.61(\text{tf}) \times 2 + 5.05(\text{tf}) \times 3 = 82.35(\text{tf}) = \underline{807(\text{kN})}$$

### (3) 建築物に作用した津波波力

建築物に作用する津波波力 P(kN)は、計測浸水深  $\eta$  の静水圧分布の津波が作用したものと考えて、建築物の高さ方向および幅方向に積分して次式で与えられる。

$$P = \int_0^H (\alpha \times \rho g (\eta - x) \times B) dx \quad (6.2.6-1)$$

ここで、 $\eta$ ：計測浸水深(m)、H：建築物高さ(m)、 $\alpha$ ：静水圧に対する低減係数、 $\rho$ ：水密度(ton/m<sup>3</sup>)、g：重力加速度(m/s<sup>2</sup>)、B：壁幅(m)である。

本建築物への津波の襲来方向を考慮して、妻面に対して直角に津波が作用したと仮定し、長辺方向に関して検討を行う。計測浸水深  $\eta=7.5$ (m)、壁幅  $B=5.16$ (m)、建築物高さ  $H=5.85$ (m)とすると、本建築物の長辺方向に作用した津波波力 P は  $1353\alpha$  (kN)となる。よって、本建築物の保有耐力 498kN に相当する津波波力は、静水圧により作用する津波波力の約 37% ( $\alpha \doteq 0.37$ ) となり、この検討結果は建築物が残存した実際の被害状況と整合しない。これは、1 階長辺方向に多数存在する大きな開口から海水が建築物内部に回り込んだことや、写真 6.2.6-2 に示すように妻壁が損傷したことにより、建築物に作用する波圧が軽減された可能性が考えられる。

### 6.2.7 液状化による杭の引き抜き耐力の低下

津波による被災地域では、杭基礎の建築物であっても、転倒・移動した事例がいくつか報告されている(例えば6.2-4)、6.2-8)。これは、建築物への津波による波力と浮力によって、杭の抜け上がりが生じたためと推察されるが、その原因の一つとして、本震時に、地盤の液状化によって杭の周面摩擦抵抗が失われ、引き抜き耐力が低下したことで、津波時に、杭が抜け上がり易くなっていた可能性が考えられる。そこで、本項では、南三陸町および女川町において、地震前の地盤調査データが得られた3棟の杭基礎建築物を対象に、本震を想定した液状化判定を行い、その結果に基づいて、杭の引き抜き耐力が低下した可能性について検討する。なお、いずれの杭基礎建築物も、津波による転倒・移動の被害は生じていない。

#### (1) 検討対象の建築物と杭の概要

##### a) 建築物 A (RC造4階建て：6.2.2参照)

- ・ 建築物の位置：南三陸町の沿岸部
- ・ 地盤調査および対象杭の位置：敷地内(不明)
- ・ 地盤情報：土質柱状図、標準貫入試験(以下、SPT)N値
- ・ 杭種(杭長)：PRC-I+PHC-A(8m+14m) 杭径：350mm  
杭本数：119(うち試験杭6) 杭施工法：打込み

##### b) 建築物 F (RC造3階建て)

- ・ 建築物の位置：南三陸町の沿岸部
- ・ 地盤調査および対象杭の位置：図6.2.7-1に示すボーリングB-1～3地点および直近の杭。なお、同図の3棟のうち、東側の1棟は、杭基礎ではなく、直接(連続布)基礎+柱状地盤改良(ソイルセメントコラム)となっている。
- ・ 地盤情報：土質柱状図、孔内水位、N値、物理試験(密度・含水比・粒度分布)
- ・ 杭種(杭長)：PHC-B+PHC-A(8m+8m)またはPHC-B(6～15m) 杭径：400mm  
杭本数：53(うち試験杭5) 杭施工法：プレボーリング打撃または中堀打撃

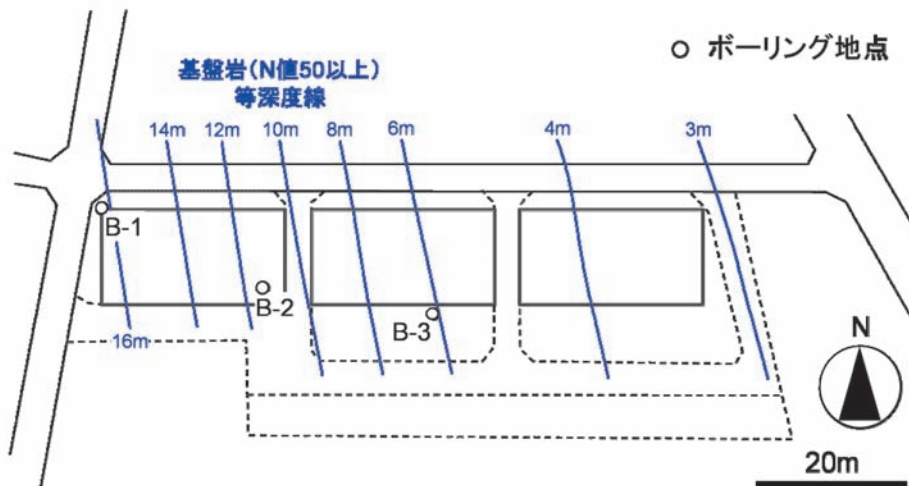


図 6.2.7-1 建築物 F の地盤調査位置 (ボーリング B-1～3)





写真 6.2.7-1 建築物Fの全景 (図 6.2.7-1 の3棟のうち中央の1棟を北西側より臨む)



写真 6.2.7-2 洗掘により露頭したフーチング (写真 6.2.7-1 の棟の北東隅部)

c) 建築物C (RC造3階建て: 6.2.4 参照)

- ・ 建築物の位置: 女川町の沿岸部
- ・ 地盤調査および対象杭の位置: 図 6.2.7-2 に示すボーリング B-4~7 地点および直近の杭。
- ・ 地盤情報: 土質柱状図、孔内水位、N 値
- ・ 杭種 (杭長): SC+PHC-B (6m+6~14m または 5m+7~15m)      杭径: 500mm または 600mm  
杭本数: 142      杭施工法: ダブルオーガ併用油圧打撃

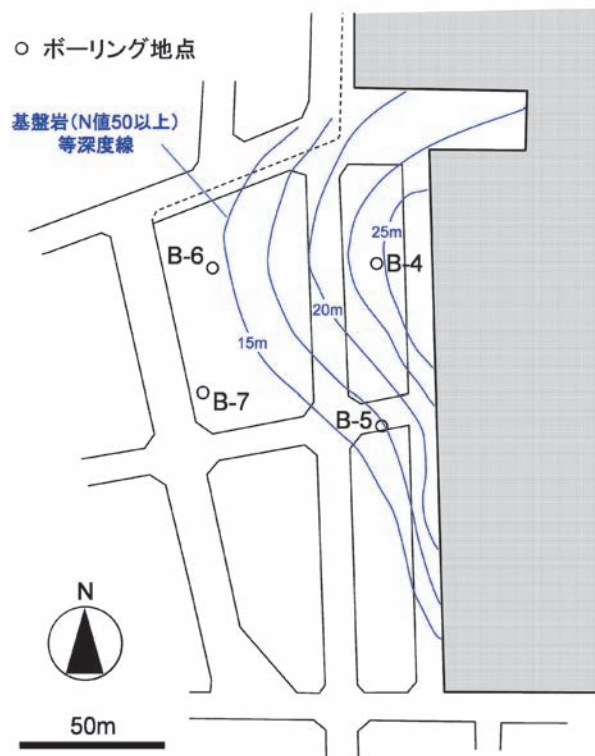


図 6.2.7-2 建築物Cの地盤調査位置 (ボーリング B-4~7)

## (2) 検討方法および検討条件

### a) 液状化判定

現行の建築基礎構造設計指針の方法<sup>6.2-9)</sup>によった。液状化安全率  $F_l$  および推定沈下量  $S$  (=地表変位  $D_{cy}$ ) の算定に必要な地盤および地震動のパラメータは、以下のように設定した。

- ・土質区分：土質柱状図と  $N$  値から判断した。
- ・土の単位体積重量：文献 6.2-10 を参考に、土質区分から仮定した。
- ・地下水位：ボーリング孔内水位（無水堀り）の記載があれば、その値を使用した。記載がなければ、近傍の地点の値から仮定した。
- ・ $N$  値：SPT の実測値を用いた。ただし、貫入不能ないし  $N$  値が 50 を超える場合、 $N$  値 = 50 とした。
- ・細粒分含有率  $F_c$ ：粒度試験データがあれば、その値を使用した。データがなければ、文献 6.2-8 や 6.2-10 を参考に、 $F_c = 15\%$ 、 $35\%$  の 2 ケースを仮定した。
- ・50% 粒径  $D_{50}$  (砂礫のみ)：粒度試験データがあれば、その値を使用した。データがなければ、近傍の地点の値から仮定した。情報が何もない場合は、文献 6.2-10 の代表値を用いた。
- ・地表加速度：300、400、500gal の 3 ケースを仮定した。これは、建築基礎構造設計指針では、中地震で 150-200gal (東京湾岸部の観測値) 程度、大地震で 350gal (1995 年兵庫県南部地震における神戸市の埋立地の観測値) 程度が推奨されていることによる。
- ・地震マグニチュード：気象庁の発表値  $M_w = 9.0$  を用いた。

### b) 杭の引き抜き耐力

現行の建築基礎構造設計指針の方法<sup>6.2-11)</sup>によった。砂質土および粘性土における打込み杭の引き抜き耐力 (最大・残留・降伏) の算定に必要な地盤および杭のパラメータは、以下のように設定した (a) と重複する項目は除く)。なお、群杭効果や負の摩擦力の影響は考慮しない。

- ・砂質土で液状化が発生すると判定された部分では、杭の周面摩擦抵抗をゼロと仮定した。
- ・粘性土の一軸圧縮強度  $q_u$ ：文献 6.2-12 を参考に、 $q_u = \max(25N, 60)$  ( $kN/m^2$ ) ( $N$ : SPT による実測  $N$  値) と仮定した。ただし、 $N = 0$  の場合、 $q_u = 0$  とした。
- ・杭径、杭長：(1) 検討対象の建築物と杭の概要の値を用いた。
- ・杭の自重：コンクリートおよび鋼材の単位体積重量を、それぞれ  $23kN/m^3$  および  $77kN/m^3$  と仮定して、地下水位以深の部分に作用する浮力の影響を考慮して算定した。

(3) 検討結果とまとめ

a) 液状化判定

1) 建築物 A

表 6.2.7-1 建築基礎構造設計指針による建築物 A の液状化判定

B-0 地下水位 (m) 0.40

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	有効上載圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	SPT-N値	細粒分含有率 F <sub>c</sub> (%)	50% 粒径 D <sub>50</sub> (mm)	補正 N値 N <sub>s</sub>	液状化抵抗比 R <sub>15</sub>	液状化安全率 F <sub>L</sub>			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	シルト質細砂	1.80	0.132	12	15		40.0	7.180	19.490	14.620	11.700	7.0	7.1	7.1
2.3	砂質シルト	1.80	0.228	3								7.0	7.1	7.1
3.3	砂礫	2.10	0.323	28		2.0	38.8	5.865	13.280	9.963	7.971	7.0	7.1	7.1
4.3	シルト質細砂	1.80	0.418	6	15		16.3	0.178	0.403	0.302	0.242	7.0	7.1	7.1
5.3	シルト質細砂	1.80	0.498	6	15		15.5	0.171	0.382	0.286	0.229	5.3	5.3	5.3
6.3	砂礫	2.10	0.593	10		2.0	10.2	0.132	0.298	0.224	0.179	3.4	3.4	3.4
7.3	シルト質細砂	1.80	0.688	7								0.0	0.0	0.0
8.3	砂質シルト	1.80	0.768	4								0.0	0.0	0.0
9.3	砂質シルト	1.80	0.848	6								0.0	0.0	0.0
10.3	シルト	1.75	0.926	7								0.0	0.0	0.0
11.3	シルト	1.75	1.001	8								0.0	0.0	0.0
12.3	玉石混じり砂礫	2.10	1.093	50		5.0	33.7	2.320	5.566	4.174	3.339	0.0	0.0	0.0
13.3	砂質シルト	1.80	1.188	7								0.0	0.0	0.0
14.3	砂質シルト	1.80	1.268	4								0.0	0.0	0.0
15.3	砂質シルト	1.80	1.348	4								0.0	0.0	0.0
16.3	有機物混じりシルト	1.75	1.426	5								0.0	0.0	0.0
17.3	有機物混じりシルト	1.75	1.501	6								0.0	0.0	0.0
18.3	有機物混じりシルト	1.75	1.576	9								0.0	0.0	0.0
19.3	シルト質砂礫	2.10	1.668	10								0.0	0.0	0.0
20.3	シルト質砂礫	2.10	1.778	22								0.0	0.0	0.0
21.3	シルト質砂礫	2.10	1.888	38								0.0	0.0	0.0
22.3	粘板岩	2.10	1.998	50								0.0	0.0	0.0
23.3	粘板岩	2.10	2.108	50								0.0	0.0	0.0
24.3	粘板岩	2.10	2.218	50								0.0	0.0	0.0
25.3	粘板岩	2.10	2.328	50								0.0	0.0	0.0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	7.0	7.1	7.1
液状化の程度 (cm)	小	小	小

【F<sub>c</sub> = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	6.2	6.2	6.2
液状化の程度 (cm)	小	小	小

- ・深度 4-6m 付近の埋土（シルト質細砂・砂礫）が液状化したと考えられる。ただし、その程度は小さかったと推察される（沈下量で 6-7cm 程度）。
- ・計算に用いた細粒分含有率 F<sub>c</sub> と砂礫の 50%粒径 D<sub>50</sub> は仮定値であり、判定結果には不確実性が残る。

2) 建築物 F

表 6.2.7-2 建築基礎構造設計指針による建築物 F の液状化判定 (ボーリング B-1~3)

B-1 地下水位 (m) 1.00

深度 (m)	土質	単位体積重量 ( $t/m^3$ )	有効上載圧 ( $kgf/cm^2$ )	SPT-N値	細粒分含有率 $F_c$ (%)	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	補正 N値 $N_a$	液状化抵抗比 $R_{15}$	液状化安全率 $F_L$			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土(砂礫)	2.10	0.227	18		75.0	13.3	0.153	0.561	0.421	0.337	8.3	8.9	9.4
2.3		1.80	0.322	3	15		12.3	0.146	0.439	0.329	0.263	6.2	6.4	7.0
3.3	シルト質細砂	1.80	0.402	7	15		18.0	0.200	0.548	0.411	0.329	3.5	3.7	4.2
4.3		1.80	0.482	5	15		14.2	0.160	0.414	0.310	0.248	2.2	2.2	2.7
5.3		1.80	0.562	15	15		27.0	0.654	1.644	1.233	0.987	0.0	0.0	0.5
6.3	砂質シルト	1.80	0.642	3								0.0	0.0	0.0
7.3		1.80	0.722	7								0.0	0.0	0.0
8.3		1.80	0.802	8								0.0	0.0	0.0
9.3		1.80	0.882	7								0.0	0.0	0.0
10.3		1.80	0.962	7								0.0	0.0	0.0
11.3	粘土質礫	2.10	1.057	20								0.0	0.0	0.0
12.3		2.10	1.167	50								0.0	0.0	0.0
13.3		2.10	1.277	50								0.0	0.0	0.0
14.3	礫混じり粘土	1.50	1.357	8								0.0	0.0	0.0
15.3		1.50	1.407	7								0.0	0.0	0.0
16.3	粘板岩	2.10	1.487	50								0.0	0.0	0.0
17.3		2.10	1.597	50								0.0	0.0	0.0
18.3		2.10	1.707	50								0.0	0.0	0.0
地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)											8.3	8.9	9.4	
液状化の程度 (cm)											小	小	小	

B-2 地下水位 (m) 1.15

深度 (m)	土質	単位体積重量 ( $t/m^3$ )	有効上載圧 ( $kgf/cm^2$ )	SPT-N値	細粒分含有率 $F_c$ (%)	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	補正 N値 $N_a$	液状化抵抗比 $R_{15}$	液状化安全率 $F_L$			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土(砂礫)	2.10	0.242	12		17.5	12.8	0.150	0.587	0.440	0.352	5.6	6.1	6.2
2.3	シルト質細砂	1.80	0.337	6	15		17.3	0.191	0.602	0.451	0.361	3.3	3.6	3.6
3.3		1.80	0.417	5	15		14.7	0.164	0.465	0.349	0.279	2.0	2.0	2.0
4.3		1.80	0.497	3								0.0	0.0	0.0
5.3	砂質シルト	1.80	0.577	4								0.0	0.0	0.0
6.3		1.80	0.657	3								0.0	0.0	0.0
7.3		1.80	0.737	4								0.0	0.0	0.0
8.3	礫混じり粘土	1.50	0.802	16								0.0	0.0	0.0
9.3	粘土	1.50	0.852	4								0.0	0.0	0.0
10.3		1.50	0.902	5								0.0	0.0	0.0
11.3	礫質シルト	2.10	0.982	50								0.0	0.0	0.0
12.3	玉石混じり砂礫	2.10	1.092	50								0.0	0.0	0.0
13.3	粘板岩	2.10	1.202	50								0.0	0.0	0.0
14.3		2.10	1.312	50								0.0	0.0	0.0
地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)											5.6	6.1	6.2	
液状化の程度 (cm)											小	小	小	

B-3 地下水位 (m) 1.00

深度 (m)	土質	単位体積重量 ( $t/m^3$ )	有効上載圧 ( $kgf/cm^2$ )	SPT-N値	細粒分含有率 $F_c$ (%)	50% 粒径 $D_{50}$ (mm)	補正 N値 $N_a$	液状化抵抗比 $R_{15}$	液状化安全率 $F_L$			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土(砂礫)	2.10	0.227	12		45.0	10.4	0.133	0.489	0.367	0.293	7.0	7.3	7.4
2.3	シルト質細砂	1.80	0.322	6	15		17.6	0.194	0.584	0.438	0.351	3.8	4.0	4.0
3.3		1.80	0.402	4	15		13.3	0.153	0.418	0.313	0.251	2.4	2.5	2.5
4.3	砂質シルト	1.80	0.482	3								0.0	0.0	0.0
5.3		1.80	0.562	4								0.0	0.0	0.0
6.3	粘板岩	2.10	0.657	50								0.0	0.0	0.0
7.3		2.10	0.767	50								0.0	0.0	0.0
8.3		2.10	0.877	50								0.0	0.0	0.0
地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)											7.0	7.3	7.4	
液状化の程度 (cm)											小	小	小	

- ・ 深度 1m から 2-5m までの盛土およびシルト質細砂が液状化したと考えられる。ただし、その程度は小さかったと推察される (沈下量で 6-9cm 程度)。
- ・ 計算に用いた細粒分含有率  $F_c$  と砂礫の 50% 粒径  $D_{50}$  は実測値であり、判定結果の不確実性は小さいと考えられる。

3) 建築物 C

表 6.2.7-3 建築基礎構造設計指針による建築物 C の液状化判定 (ボーリング B-4、5)

B-4 地下水位 (m) 0.00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	有効上載圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	SPT-N値	細粒分含有率 F <sub>c</sub> (%)	50% 粒径 D <sub>50</sub> (mm)	補正 N値 N <sub>a</sub>	液状化抵抗比 R <sub>15</sub>	液状化安全率 F <sub>L</sub>			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3		1.50	0.065	0								3.4	3.5	3.5
2.3	貝殻混じり粘土	1.50	0.115	0								3.4	3.5	3.5
3.3		1.50	0.165	0								3.4	3.5	3.5
4.3	貝殻混じり砂質粘土	1.50	0.215	1								3.4	3.5	3.5
5.3		1.50	0.265	1								3.4	3.5	3.5
6.3	礫混じり砂質粘土	1.50	0.315	3								3.4	3.5	3.5
7.3		1.50	0.365	4								3.4	3.5	3.5
8.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.445	28	15	30.0	26.4	0.584	0.951	0.714	0.571	3.4	3.5	3.5
9.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.555	50								2.9	3.0	3.0
10.3		2.10	0.665	50								2.9	3.0	3.0
11.3	シルト	1.75	0.758	7								2.9	3.0	3.0
12.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.850	50								2.9	3.0	3.0
13.3	礫混じり砂質シルト	1.80	0.945	8								2.9	3.0	3.0
14.3		1.80	1.025	6								2.9	3.0	3.0
15.3	粘土混じり砂礫	2.10	1.120	50								2.9	3.0	3.0
16.3		2.10	1.230	50								2.9	3.0	3.0
17.3	粘土混じり砂礫	2.10	1.340	31	15	27.5	19.6	0.229	0.552	0.414	0.331	2.9	3.0	3.0
18.3		2.10	1.450	23	15	27.5	16.0	0.176	0.437	0.328	0.262	1.8	1.8	1.8
19.3		2.10	1.560	50								0.0	0.0	0.0
20.3	軟岩	2.10	1.670	50								0.0	0.0	0.0
21.3		2.10	1.780	50								0.0	0.0	0.0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	3.4	3.5	3.5
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微

【F<sub>c</sub> = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	2.1	2.2	2.7
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微

B-5 地下水位 (m) 0.00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	有効上載圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	SPT-N値	細粒分含有率 F <sub>c</sub> (%)	50% 粒径 D <sub>50</sub> (mm)	補正 N値 N <sub>a</sub>	液状化抵抗比 R <sub>15</sub>	液状化安全率 F <sub>L</sub>			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3		1.50	0.065	0								6.0	6.0	6.0
2.3	貝殻混じり粘土	1.50	0.115	0								6.0	6.0	6.0
3.3		1.50	0.165	0								6.0	6.0	6.0
4.3	貝殻混じり砂質粘土	1.50	0.215	0								6.0	6.0	6.0
5.3		1.50	0.265	2								6.0	6.0	6.0
6.3		2.10	0.345	8	15	30.0	13.3	0.153	0.244	0.183	0.146	6.0	6.0	6.0
7.3		2.10	0.455	50								3.5	3.5	3.5
8.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.565	14	15	30.0	15.6	0.172	0.324	0.243	0.195	3.5	3.5	3.5
9.3		2.10	0.675	47	15	30.0	33.4	2.190	4.373	3.280	2.624	1.6	1.7	1.7
10.3		2.10	0.785	29	15	30.0	22.1	0.302	0.630	0.473	0.378	1.6	1.7	1.7
11.3		2.10	0.895	32	15	30.0	22.6	0.322	0.701	0.526	0.421	0.8	0.8	0.8
12.3		2.10	1.005	50								0.0	0.0	0.0
13.3	軟岩	2.10	1.115	50								0.0	0.0	0.0
14.3		2.10	1.225	50								0.0	0.0	0.0
15.3		2.10	1.335	50								0.0	0.0	0.0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	6.0	6.0	6.0
液状化の程度 (cm)	小	小	小

【F<sub>c</sub> = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	3.9	4.4	4.4
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微



表 6.2.7-4 建築基礎構造設計指針による建築物 C の液状化判定 (ボーリング B-6、7)

B-6 地下水位 (m) 1.90

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	有効上載圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	SPT-N値	細粒分含有率 F <sub>C</sub> (%)	50% 粒径 D <sub>50</sub> (mm)	補正 N値 N <sub>a</sub>	液状化抵抗比 R <sub>15</sub>	液状化安全率 F <sub>L</sub>			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	埋土 (粘性土を多く含む砂礫)	2.10	0.273	5								23.3	23.9	24.0
2.3		2.10	0.443	2	15	2.0	9.4	0.126	0.489	0.366	0.293	23.3	23.9	24.0
3.3		2.10	0.553	5	15	2.0	12.3	0.146	0.500	0.375	0.300	19.8	20.2	20.3
4.3		2.10	0.663	4	15	2.0	10.9	0.136	0.436	0.327	0.262	17.2	17.5	17.5
5.3		2.10	0.773	3	15	2.0	9.7	0.128	0.395	0.296	0.237	14.1	14.2	14.2
6.3		2.10	0.883	2	15	2.0	8.7	0.121	0.365	0.273	0.219	10.5	10.6	10.6
7.3		2.10	0.993	3	15	2.0	9.4	0.126	0.374	0.281	0.225	6.6	6.7	6.7
8.3		2.10	1.100	6	15	2.0	11.5	0.140	0.414	0.311	0.249	3.0	3.0	3.0
9.3	シルト	1.75	1.200	3								0.0	0.0	0.0
10.3		1.75	1.270	2								0.0	0.0	0.0
11.3		1.75	1.350	3								0.0	0.0	0.0
12.3		1.75	1.420	2								0.0	0.0	0.0
13.3		1.75	1.500	2								0.0	0.0	0.0
14.3	頁岩	1.75	1.570	9								0.0	0.0	0.0
15.3		2.10	1.660	46								0.0	0.0	0.0
16.3		2.10	1.770	50								0.0	0.0	0.0
17.3		2.10	1.880	50								0.0	0.0	0.0
18.3		2.10	1.990	50								0.0	0.0	0.0
19.3		2.10	2.100	50								0.0	0.0	0.0
地表変位 D <sub>cy</sub> (沈下量 S) (cm)											23.3	23.9	24.0	
液状化の程度 (cm)											大	大	大	
【F <sub>C</sub> = 35%の場合】														
地表変位 D <sub>cy</sub> (沈下量 S) (cm)											17.5	18.4	18.5	
液状化の程度 (cm)											中	中	中	

B-7 地下水位 (m) 0.20

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	有効上載圧 (kgf/cm <sup>2</sup> )	SPT-N値	細粒分含有率 F <sub>C</sub> (%)	50% 粒径 D <sub>50</sub> (mm)	補正 N値 N <sub>a</sub>	液状化抵抗比 R <sub>15</sub>	液状化安全率 F <sub>L</sub>			(液状化による) 震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	埋土 (粘性土を多く含む砂礫)	2.10	0.163	3	15	2.0	12.9	0.150	0.372	0.279	0.223	16.1	16.2	16.2
2.3		2.10	0.273	3	15	2.0	11.5	0.140	0.336	0.252	0.202	13.5	13.6	13.6
3.3		2.10	0.383	2	15	2.0	9.5	0.127	0.302	0.227	0.181	10.5	10.5	10.5
4.3		2.10	0.493	3	15	2.0	10.4	0.133	0.316	0.237	0.190	6.9	6.9	6.9
5.3		2.10	0.603	3	15	2.0	10.0	0.131	0.314	0.235	0.188	3.5	3.5	3.5
6.3	砂質シルト	1.80	0.698	7								0.0	0.0	0.0
7.3		1.80	0.778	43								0.0	0.0	0.0
8.3		1.80	0.858	4								0.0	0.0	0.0
9.3		1.80	0.938	4								0.0	0.0	0.0
10.3		1.80	1.018	7								0.0	0.0	0.0
11.3		1.80	1.098	7								0.0	0.0	0.0
12.3		1.80	1.178	6								0.0	0.0	0.0
13.3	礫混砂質シルト	1.80	1.258	15								0.0	0.0	0.0
14.3	頁岩	2.10	1.353	15								0.0	0.0	0.0
15.3		2.10	1.463	41								0.0	0.0	0.0
16.3		2.10	1.573	50								0.0	0.0	0.0
17.3	砂岩	2.10	1.683	36								0.0	0.0	0.0
18.3	頁岩	2.10	1.793	50								0.0	0.0	0.0
19.3		2.10	1.903	50								0.0	0.0	0.0
20.3		2.10	2.013	50								0.0	0.0	0.0
21.3		2.10	2.123	50								0.0	0.0	0.0
地表変位 D <sub>cy</sub> (沈下量 S) (cm)											16.1	16.2	16.2	
液状化の程度 (cm)											中	中	中	
【F <sub>C</sub> = 35%の場合】														
地表変位 D <sub>cy</sub> (沈下量 S) (cm)											12.3	12.4	12.4	
液状化の程度 (cm)											中	中	中	

- ・ 深度 5-8m 程度までの埋土層および、その下に厚さ 5m 程度で分布する粘土混じり砂礫層の一部が液状化したと考えられる。なお、ボーリング B-4、B-5 の埋土層は、土質柱状図の記述では粘性土とされているため、本項では非液状化層として扱っているが、B-6、B-7 の埋土層のように、実際は、粘性土を多く含む砂礫 (液状化の可能性のある地層) の可能性も考えられる。
- ・ 埋土層の液状化の程度は、小～中程度だったと推察される (沈下量で 5-15cm 程度)。また、粘土混じり砂礫層では、液状化は発生しなかったか、発生しても、その程度は軽微～小さかったと推察される (沈下量への寄与は大きくない)。

- ・計算に用いた細粒分含有率  $F_c$  は仮定値であり、判定結果には不確実性が残る。ただし、 $F_c$  を大きくすると、液状化抵抗は大きくなる（液状化しにくくなる）ことから、ここでの結果は、安全側の判定と考えられる。

b) 杭の引き抜き耐力

液状化判定の結果、いずれの対象杭基礎建築物のボーリング地点 B-0～7 においても、本震時に表層地盤が液状化したと推察される。そこで、各ボーリング地点の直近の杭について、常時（非液状化時）および液状化時の最大引き抜き耐力を算定し、液状化による引き抜き耐力の低減率を推定した。この際、a)の検討から、地盤情報（とくに細粒分含有率  $F_c$ ）に不確実性のある地点では、安全側の評価となるよう、 $F_c = 15\%$  の場合の液状化判定結果を用いた。なお、表 6.2.7-1～4 から、地表加速度 300-500gal の仮定の下では、液状化発生の有無の予測結果には、ほとんど差異が見られない。

表 6.2.7-5 建築基礎構造設計指針に基づく液状化による杭の引き抜き耐力の低減率

建築物	ボーリング	液状化層厚 (m)	杭種	杭径 (mm)	杭長 (m)	液状化層厚 / 杭長	単杭の最大引き抜き耐力 (非液状化時) (kN)	単杭の最大引き抜き耐力 (液状化時) (kN)	液状化による引き抜き耐力低減率 (%)
A	B-0	3	PHC	350	22.0	0.14	985	952	3
F	B-1	5	PHC	400	16.0	0.29	804	735	9
	B-2	3			11.0	0.24	423	393	7
	B-3	3			6.0	0.43	178	149	16
C	B-4	3	SC + PHC	500 または 600	19.0	0.16	1181	1009	15
	B-5	4			12.0	0.33	515	341	34
	B-6	7			16.0	0.44	727	674	7
	B-7	5			18.0	0.26	1185	1158	2

建築物 C の杭の引き抜き耐力は杭径 500mm の場合の値  
いずれの杭も杭頭深さは 1.0-1.2m

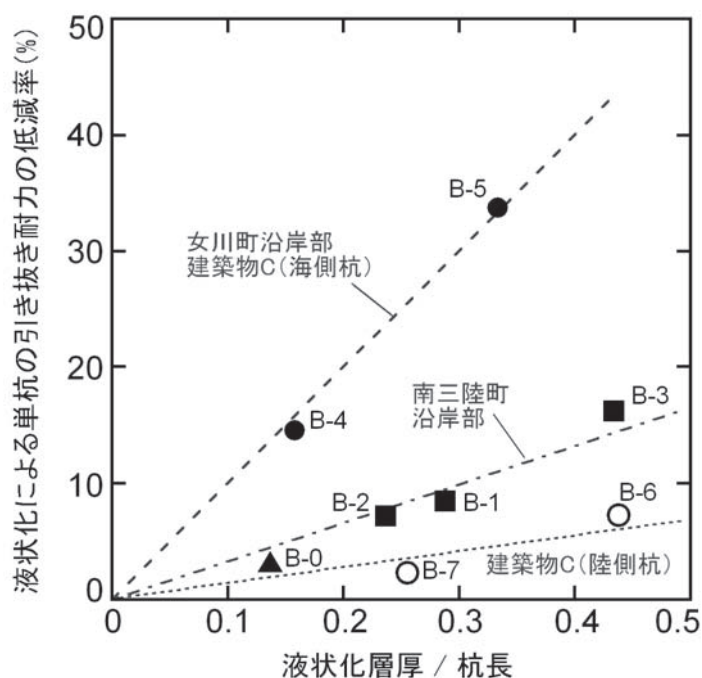


図 6.2.7-3 液状化層厚 / 杭長と液状化による杭の引き抜き耐力の低減率との関係

- ・液状化による杭の引き抜き耐力の低減率は、数%～30%程度と推察される。これらは、杭や地盤の条件によって値がばらつくと思われされる。しかし、図 6.2.7-3 に示すように、地盤条件が概ね似ていると考えられる範囲では、液状化層厚／杭長の比の値が大きいほど、液状化による杭の引き抜き耐力の低減率は大きくなると考えられる。
- ・本項の計算では、杭が健全と仮定している。しかし、本震時の液状化に伴う地盤変形によって、例えば、液状化層の下端などで、杭に損傷が生じていた可能性も否定できない。また、本震から 29 分後の余震の影響も考慮されていない。これらの可能性や影響度合いの検討については、今後の課題としたい。

## 参考文献

- 6.2-1) 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン，2005 年 6 月
- 6.2-2) 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編），2003 年 9 月
- 6.2-3) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ計測データ，(<http://www.coastal.jp/ttjt>)
- 6.2-4) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震調査研究(速報)，国土技術政策総合研究所資料 No. 636／建築研究資料 No. 132，2011 年 5 月
- 6.2-5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集，2001 年
- 6.2-6) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，2001 年 10 月
- 6.2-7) プレハブ建築協会：工業化住宅の耐震診断法「III-2 リブ付中型コンクリートパネル造」，2005 年 3 月
- 6.2-8) 時松孝次，田村修次，鈴木比呂子，勝間田幸太：2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤災害，地震工学研究レポート，No. 118，pp. 21-47，東京工業大学都市地震工学センター，2011 年
- 6.2-9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 61-72，2001 年
- 6.2-10) 時松孝次：地盤の液状化予測と対策，地震・津波ハザードの評価（シリーズ〈都市地震工学〉2），pp. 1-39，朝倉書店，2010 年
- 6.2-11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 238-249，2001 年
- 6.2-12) 地盤工学会：地盤調査－基本と手引き－，pp. 111，2005 年