長大な跳ね出し部を有する丁字形高層建築物の構造設計

STRUCTURAL DESIGN OF A T-SHAPE HIGHRISE BUILDING WHOSE OVERHANGING PART IS SUPPORTED BY LONG CANTILEVER MEMBERS

伊藤 優 — *1 相京正巳 — *2
大越俊男 — *3

Masaru ITOH — *1 Masami AIKYO — *2
Toshio OKOSHI — *3

キーワード:

跳ね出し, 改築計画, 地中連続壁, 本設地盤アンカー, 上下動制振, オイルダンパー

Keywords:

Cantilever, Reconstruction, Wall foundation, Permanent earth anchor, Vertical anti-vibration, Oil-damper

The concept of the Municipal Kawasaki Hospital reconstruction is based in continuing medical treatment activity scale and, simultaneously carrying out improvement of functions and environment as well as shortening the construction schedule.

The T-shape building was designed to overhang on top of the existing hospital. The cantilever part has 9 stories and 28.5m length which is 4/5 of the lower building part width.

Wall foundations and permanent earth anchors are used to solve overturning moments due to Earthquake loading. A Megastructure system supports the overhanging part. And vertical vibration is controlled with oil dampers.

1. はじめに

川崎市立川崎病院は1936年に伝染病病院として開設され, その後総合病院となり数回の増改築が行われてきた。しかし, その施設は老朽化が激しく, 今回の改築となった。

今回の改築の基本コンセプトは, 現況の病院活動規模を縮小することなく医療活動を継続しながら, 機能の向上と環境の改善をはかることである。さらに当病院は川崎の中心部に位置しているため, 防災拠点としての役割も担っている。同時に工期の短縮がもう1つの命題であった。

このため, 建物形状は既存建屋の上にオーバーハングした丁字形の立面形状で計画された。跳ね出し部分は主用途が病室で9層よりなり, その長さは28.5mで, 低層部の幅の約4/5と長大である。

大きな跳ね出しを持つ建築物としては, 跳ね出し長さ36mを持つ東京都立江戸博物館, 19.2mの日本長期信用銀行本店などがある。江戸博は展示室と収納庫の2層よりなり, 展示室は上下方向の制振床工法を採用している。長銀は12層の事務室等よりなっているが, 張り出し長さは低層部の幅の1/3である。

本プロジェクトの構造計画における大きな課題は3点ある。高層部が基礎幅の約2.6倍とトップヘビーであることから地震時の転倒モーメントの処理, 長大な跳ね出しを支える骨組計画, そしてその跳ね出し部の地震時における上下振動の制御である。

転倒モーメントに対しては「囲」字形の地中連続壁と本設地盤アンカーで処理した。骨組はメガストラクチャー構法を採用し, 上下動に対しては跳ね出し部先端とその下の低層棟の間にオイルダンパーを設置して対処した。

写真1 建物全景(鉄骨工事完了時)

本報告は, 特に基礎計画とオイルダンパーを用いた制振について報告するものである。

2. 計画概要

2.1 建物概要

建物名称: 川崎市立川崎病院

建設場所: 川崎市川崎区新川通12-1

建築主: 川崎市

設計監理: 川崎市まちづくり局・日本設計

*1 ㈱日本設計構造設計部 技術担当部長・工修
(〒163-1329 新宿区西新宿6-5-1 新宿アイランドタワー29階)

*2 ㈱日本設計構造設計部 工修

*3 ㈱日本設計構造設計部 統括部長・工博

*1 Senior Engineer, Nihon Sekkei Inc., Structural Engineering Dept., M. Eng.

*2 Engineer, NIHON SEKKEI Inc., Structural Engineering Dept., M. Eng.

*3 Director, NIHON SEKKEI Inc., Structural Engineering Div., Ph. D.

施 工 者	竹中・前田・大日本・小川・吉忠建築 J V
敷 地 面 積	19,813.00㎡
建 築 面 積	5,891.62㎡
延 床 面 積	49,563.72㎡
用 途	病院 (733床)
階 数	A 棟 (外来) 地上 4 階 B 棟 (病棟) 地下 1 階, 地上 15 階, 塔屋 2 階 C 棟 (検査・手術) 地上 5 階
最高部高さ	77.70m
軒 高 さ	65.67m
基準階高さ	4.35m (下層部), 4.05m (上層部)
基礎底深さ	10.30m
構 造 種 別	鉄骨造 (A 棟, B 棟地上) 鉄骨鉄筋コンクリート造 (B 棟地下, C 棟)
基 礎 構 造	地中連続壁, 場所打ちコンクリート拡底杭併用 (本設地盤アンカーを使用)
オイルダンパーの製作	カヤバ工業
外 壁	アルミパネル (B 棟), P Ca版 (A 棟), P Ca版型枠鉄筋コンクリート造 (C 棟)

2.2 改築手順

改築の手順は図 1 に示すように, まず敷地の 1/4 の部分にある既存建屋を解体し, その部分に第 1 期工事として C 棟と 2 号館にオーバーハングさせて高層棟 (B 棟) を建設する。B, C 棟完成後, 外来を除いた病院機能を移転し, 外来の入っている 1 号館を除いた本館, 2, 3, 4 号

第 1 段階 準備・解体

- ・自走式駐車場建設 (ア)
- ・一方通行道路拡幅 (イ)
- ・看護学院校舎, 学生寮, 体育館, 看護婦宿舎等解体 (ウ)
- ・設備機器・配管盛り換え

第 2 段階 B・C 棟建設

- ・B・C 棟建設
- ・2 号館エレベーター盛り換え
- ・2 号館 PH 解体

第 3 段階 引越・本館他解体

- ・外来以外の部門の移転
- ・トレーニング
- ・本館, 2, 3, 4 号館解体

第 4 段階 A 棟建設

- ・A 棟建設
- ・1 号館解体
- ・外構工事

図 1 改築手順

館を解体する。次に第 2 期工事として A 棟を建設し, 最後に 1 号館を解体するという手順である。この手順とすることによって, 1 棟毎に改築する方法に比べて半分の約 5 年で全ての改築工事が完了できる。

また, 低層棟を病棟である高層棟とは切り放して作ってあるため, 将来の医療機器の発展に伴う改築は必要に応じて可能な計画となっていることも, 建築計画上の副次的な特徴である。

3. 構造設計のポイント

この建物の特徴は, 既存建屋の上空を利用した改築計画のため, 高層棟 (B 棟) を T 字形の立面形状にしたことにある。このような大きな跳ね出し部を有する建物の構造計画に当たっての大きな問題点は, 鉛直荷重を支える骨組形式, 跳ね出し部先端の撓みと地震時の上下振動による病室内の挙動, そして建物全体の転倒モーメントの処理である。これらの課題に対して, 以下のような設計方針を立てた。

高層棟の骨組にはメガストラクチャー構法を採用する。図 2 に軸組図, 図 3 に伏図を示す。4 本の柱を編み上げた組み柱 (ヘラクレスポスト) を, 36m×36m のコア部の四隅に配置する。このヘラクレスポストを心棒として, それから伸びる 7 階と 15 階のメガトラス及び吊り材より構成されている。

図 2(a) Y 2 通り軸組図

図 2(b) Y 3 通り軸組図

跳ね出し部先端部の撓みは1/500以下を目標とし、水平上下同時入力のレベル2地震時でもヘラレスポスト及び跳ね出し部の各構成品材に塑性ヒンジが発生しないことを確かめる。

また地震時の上下動については、オイルダンパーを用いて制振する。このとき頻度の高い地震に対してより大きな制振効果を発揮するようにダンパーの性能を定める。

基礎幅に対して2.6倍というトップヘビーな形状のため、大きな転倒モーメントに抵抗する必要がある。基礎は大きな剛性と耐力を必要とする。四隅のヘラレスポストを結ぶように「囲」字形の地中連続壁と場所打ちコンクリート拡底杭を併用し、かつ転倒に対する抵抗モーメントを増すため本設地盤アンカーも採用する。設計クライテリアとしてはレベル1地震に対しては浮き上がりが生じないようにし、レベル2に対しては十分な余裕を有するものとする。

4. 基礎構造の設計

4.1 地盤概要

当敷地は多摩川の河口に位置し、付近はかつて氾濫が繰り返され自然堤防や背後湿地が認められるところである。敷地の地盤は、図4に示すようにGL-25mまでは軟弱な砂層、シルト層であり、層厚約2mのN値50以上の砂礫層の下はN値50以上の土丹層が続く。

4.2 設計方針

地中連続壁は、地震時のせん断力と全面主動土圧による面外二方向曲げモーメントを負担する耐震壁及び基礎杭としての性能を持つ二方向版（一般認定工法）とする。

本設地盤アンカーは、地震時の転倒防止の目的で用いる。この目的の本設地盤アンカーは一般認定された工法が少なく、高層評定時には工法を決めずに有効緊張力が120tf及び230tfと仮定して設計し、施工者決定後に工法及び配置を決め基礎評定を受けることとした。

設計は、本設地盤アンカーの必要有効緊張力を試行錯誤法により求めるという手順で進める。設計フローを図5に示す。

解析は、図6に示すようにB1階基礎梁以下の部分を対象に三次元立体骨組としてモデル化し、以下の各段階ごとに静的解析を行う。ただし、レベル2地震時については地盤の降伏や先端の浮き上がり等の非線型を考慮して荷重増分解析を行う。

i) アンカー緊張直前	ii) アンカー緊張直後
iii) 躯体完了時（復水前）	iv) 常時（復水後）
v) レベル1地震時	vi) レベル2地震時

このとき、基礎梁は梁要素、耐圧版と地中連続壁は平板シェル要素とした三次元有限要素モデルとする。地盤の剛性としては周面摩擦パネ、前面受動土圧パネ、先端の鉛直地盤パネを考慮し、各節点に集約して取り付ける。場所打ち杭については、連続壁の水平剛性に比べて小さく、かつ連続壁に近いので、水平剛性は無視して杭体の軸剛性と先端地盤剛性より求めた鉛直支持パネのみを考慮する。

4.3 地中連続壁

地中連続壁は図7のに示すように、ヘラレスポストより流れてくる過大な応力を分散させることができ、かつ大きな剛性と耐力を得るために、ポスト直下を結ぶ「囲」字形に配置した。壁厚は1.5mで、連続壁先端はGL-27m以深の土丹層に1m以上根入れできる深さのGL-28.5mを基本とし、特に引き抜き力の大きな部分（図7の斜線部）はGL-33.0mとして、引き抜き抵抗力（自重、周面摩擦）を増大

図3 上層部基準階伏図

図4 ボーリング柱状図

図5 基礎設計フロー

させる計画とした。

設計のクライテリアを表1に示す。解析結果を要約すると、最大接地圧は長期で149tf/m²、レベル1、レベル2地震時でそれぞれ260tf/m²、378tf/m²と十分に許容値以下である。また浮き上がりはレベル1地震時には生じず、レベル2で部分的に発生するがその量は0.49cmと小さく、問題はない。施工上、ジョイントが必要になるが、その継手性能は存在応力に対して十分な余力を持ち、かつパネルを大きくしてその箇所数はできるだけ少なくした。

4.4 本設地盤アンカー

地盤アンカーは地中連続壁及び杭を貫通して（一部耐圧版より）土丹層に定着させる。施工は連続壁及び杭の施工段階で鋼管を予め埋設しておき、その後地上から掘削しアンカーをセットする。緊張端は基礎梁上端とする。なおアンカーの配置は連続壁の中心としたため、地下耐震壁と干渉することになるが、再緊張のための開口を耐震壁に設けるよりも健全であると判断し、再緊張は行わないこととする。

施工者決定後、地盤アンカーの工法はSTK永久アンカー（表2）にし、アンカーの本数は、各ヘラクレスポストの直下に31本（有効緊張力約4,200tf）、総計164本をX軸対象に配置した。X方向に対してアンカーの抵抗モーメントは318,000tf・mとなり、レベル2地震時の転倒モーメント688,000tf・mに対して46%に相当する。

敷地内で行った引き抜き試験の結果、極限摩擦抵抗力は19.5kgf/cm²で、定着体の長さは5mで十分であることが分かった。また、余長を4m取ることにより杭先端部で深で30°と設定したせん断すべり面の粘着力と土塊重量で十分な引き抜き耐力があり、破壊モードはアンカーの破断によることを確認した。

5. 上部構造の設計

5.1 設計方針

全ての柱及びヘラクレスポストを含むメガストラクチャーと跳ね出し部のフィーレンディールを構成する梁は、レベル2地震時でも弾性範囲にあることを大前提とする他、耐震設計のクライテリアは表3の通りである。また長期荷重に対して跳ね出し部先端の撓みは1/500以下を目標とする。

上部構造の解析は、各節点が6自由度を持つ非剛床の三次元立体フレームとして応力解析や荷重増分解析を行う。柱、梁及び吊り材は三次元梁要素、ブレースはトラス要素、スラブと地下の耐震壁は平面応力要素に置換し、荷重は各節点に集中して作用させる。

また振動解析もこのモデルを用い、各節点（2155点）に質量を集めた立体フレーム弾塑性応答解析を行う。

5.2 長期荷重時

長期荷重時の応力は建て方順序によって大きく変わるが、設計段階で詳細な建て方順序を特定することは難しい。このため解析上は全て組み上がった骨組に荷重を作用させることとし、現場で極端な応力の集中がない建て方をするという方針とした。

表1 地中連続壁のクライテリア

	長 期	レベル1	レベル2
応 力 状 態	長期許容応力度以下	短期許容応力度以下	短期許容応力度以下
許 容 支 持 力	250tf/m ²	500tf/m ²	750tf/m ²
許容引き抜き力	—	自 重	自重+周面摩擦力
先端浮き上がり	—	不 可	部分的なものは可

図6 基礎解析モデル

図7 基礎伏図

表2 STKアンカーの仕様

アンカー呼名	許容引張力 (tf)		設計アンカー力 (tf)	アンボンドPC鋼より線	定着体長さ (m)
	初 期 導 入 時	定 着 完 了 時			
STK-200	170.0	161.6	135.0	4-φ21.8	5.00

表3 耐震設計クライテリア

	レ ベ ル 1	レ ベ ル 2
入力レベル	最大速度 25cm/s	最大速度 50cm/s
応 力 状 態	全ての部材が短期許容応力度以下	累積部材塑性率の最大値は10以下
層間変形角	1/200以下	1/100以下
層の塑性率	—	2.0以下

解析の結果、表4に示すように跳ね出し先端部の中央での撓みは5.8cmで、コア部に対する相対変形角は1/590と初期の目標を満足している。また、メガトラス、吊り材及びフィーレンディールの応力分担比率は、それぞれ32%、37%、31%である。

実際の建て方順序はここでは詳述しないが、仮設の吊り材を設けたり、元端から順次建てて行く方法により数力所の部材の補強で設計とほぼ同等の応力度とすることができた。また53mmのむくりを付けて建て方を行い、想定した変位で建て方を終了した。

5.3 地震応答解析

採用した地震波は表5の4波で、入力方向はX、Y及び45°の4方向とした。X方向については、この中で応答が最も大きかったTAFTを用いて水平上下同時入力(X+Z)の解析も行った。

固有値解析で得られた骨組のX、Y及びZ方向の卓越モードは、図8に示すように全体の1次、3次、6次に現れる。減衰定数は剛性比例型とすると上下動に対して過大評価となる恐れがあるので、レーリ型の内粘性とし、1次(X方向1次)と4次(同2次)に対して2%になるように定めた。このときZ方向1次に対する減衰定数は2.5%となる。

まず水平のみの入力に対して耐震設計クライテリアを満足するように部材を決定した。なお、地震時の跳ね出し先端部の鉛直変位は表4に示す通りである。表中の地震荷重時は、 $C_B=0.227$ に対する静的解析の結果である。

X方向の水平上下同時入力の25cm/sレベル、50cm/sレベルの応答結果は、最大層間変形角はそれぞれ1/378、1/189で、部材の応力度は25cm/sレベルでは短期許容応力度以下、50cm/sレベルの部材の累積塑性率は最大で1.07とほぼ弾性状態にあり、当初水平動のみに対して決めた表3のクライテリアを十分に満足している。

ただし、25cm/sレベルの水平上下同時入力の跳ね出し先端部の鉛直方向の応答値は、最大加速度は1Gを超え、最大変位も10.8cmと大きい。この応答性状を改善するために、オイルダンパーを設置することとした。

6. オイルダンパーを用いた制振

6.1 減衰係数の違いによる比較検討

跳ね出し先端部と低層棟の柱頭の間に、速度比例型のオイルダンパーを片側7個ずつ設けた。低層棟の柱軸力に見合うように最大200tf以下とする前提条件の中で、最も制振効果が得られるようなダンパーの減衰係数を求めるために、減衰係数を0,2,5,10tf・s/cmと変化させて水平上下同時入力の応答解析を行った。骨組モデルは前述のモデルのダンパーが取り付け節点にダッシュポットと低層棟の軸バネを直列に追加した。

図9に減衰係数と最大応答加速度及び最大減衰力の関係を示す。50cm/sレベルの極大地震より頻度の高い25cm/sレベル以下の大地震を主対象と考えると、減衰力も過大とならず、最も制振効果がある減衰係数は5tf・s/cmであることが分かる。

6.2 オイルダンパーの性能

以上の検討結果をもとにダンパーの性能は表6のように決めた。即ち、50cm/sレベル地震時に過大な減衰力にならないように、減衰力が180tfを超えると減衰係数が初期減衰係数の10%に低下する仕様とした。また図10に示すように、先端部の片側5個のダンパーは減衰

表4 跳ね出し部の鉛直変位 (cm)

位置 (7階)	元端 (X5,X11)		先端 (X1,X15)	
	端部 (Y3,Y7)	中央 (Y5)	端部 (Y3,Y7)	中央 (Y5)
長期荷重時	0.92	1.07	5.29	5.77
地震荷重時	1.16	0.77	8.35	8.27
レベル1	0.9	0.6	8.5	8.6
レベル2	1.7	1.2	17.0	17.2

表5 入力地震波

方向	地震波名	最大加速度 (cm/s ²)	
		25 cm/s レベル	50 cm/s レベル
水平	EL CENTORO NS	255.4	510.8
	TAFT EW	248.4	496.8
	TOKYO 101 NS	242.5	484.9
	HACHINOHE NS	165.1	330.1
上下	TAFT UD	145.3	290.6

図8 固有値及び固有モード

図9 減衰係数の違いによる制振効果のケーススタディ

係数が $5 \text{ tf} \cdot \text{s/cm}$ 、内側のダンパーは応答速度が小さいのでより効果が得られるように $10 \text{ tf} \cdot \text{s/cm}$ とした。ストロークは 50 cm/s の応答変位の2倍に建て方精度等の逃げとして 5 cm 加えた値とした。

オイルダンパーの直径は 66 cm 、その取り付け長さ 210 cm で、外観を写真2に示す。最大減衰力 200 tf のオイルダンパーは過去に例がない大きさであり、試験装置がなく減衰係数の切り替え部分の実物検証はできなかったが、バルブ単体の試験により性能を確認した。

6.3 制振効果

25 cm/s レベルの水平上下同時入力時のダンパーの有りの無しの比較を図11に示す。また表7には最大値と平均的な大きさの比較のために便宜的なものとして20秒間のrmsを示す。ダンパー無しに比べて有りの場合の応答値は 25 cm/s レベルで1/2以下に低減している。また図11(a)を見ると、上下の揺れだけでなく、水平の揺れも早く収まることが分かる。なお、 50 cm/s レベルでも制振効果は低下せず、1/2～2/3程度に低減することを確認した。

また、A棟建設の約1年半の間ダンパーは片側のみの状態であるが、両側にある場合の85%程度の制振効果があることも確認した。

さらに振動台上に病室を再現して振動実験を行い、ベットや家具の挙動を把握し、地震時の対応マニュアルの資料を得た。

7. まとめ

川崎病院の改築プロジェクトを通して、既存建屋の上空にオーバーハングして建設するという特殊な建築計画を実現するための課題に対して、構造計画の一つの解法を紹介した。

地中連続壁と本設地盤アンカーを併用することによって、長大な跳ね出しを有するトップヘビな建物の基礎として、十分な剛性と強度を持たせることができた。

構造耐力上の安全性を確保することは最低条件であるが、地震時の跳ね出し部の上下振動による入院患者の安全性の確保も考慮する必要がある。このために、オイルダンパーを利用した制振を採用し、上下振動を半減させることができた。

謝辞

本プロジェクトを設計するに当たり、ご指導、ご協力いただいた川崎市まちづくり局と健康福祉局、川崎病院の皆様に感謝の意を表します。また基礎評定、鉄骨建て方計画等の検討において、ご協力いただいた建築J V、竹中工務店の構造設計部及び技術研究所の関係者の皆様に感謝します。

写真2 オイルダンパー外観

表6 オイルダンパーの性能仕様

減衰係数 C	$5 \text{ tf} \cdot \text{s/cm}$	$10 \text{ tf} \cdot \text{s/cm}$
減衰特性	速度比例型 (+上限カット) 減衰力 (tf) vs ピストン速度 (cm/s) 180, 36	速度比例型 (+上限カット) 減衰力 (tf) vs ピストン速度 (cm/s) 180, 18
作用	両効き	
最大減衰力 F	200 tf	
最大速度	125 cm/s	75 cm/s
ストローク	$\pm (20+5) \text{ cm}$	$\pm (15+5) \text{ cm}$
使用環境	屋外	
オイルの仕様	$-5^\circ\text{C} \sim +50^\circ\text{C}$ で、減衰係数の変動が10%以内となるオイルとする

図10 オイルダンパーの取り付け位置

表7 制振効果 (上下方向)

	ダンパー	変位 (cm)		速度 (cm/s)		加速度 (cm/s^2)	
		max	rms	max	rms	max	rms
TAFT EW 25cm/s レベル	有	4.7	1.51	36.1	9.1	583.	126.
	無	10.8	2.96	77.0	22.2	1179.	294.
	有/無	0.44	0.51	0.47	0.41	0.49	0.43

図11 25cm/sレベルの応答波形 (ダンパーの有無)

[1998年3月2日原稿受理 1998年7月8日採用決定]