

医療法人 里仁会 興生総合病院移転新築計画



嘉本 満雅
フジタ



大井 康敬
高環境エンジニアリング

1 はじめに

本計画は、現在、広島県三原市内にある総合病院を同市内に全面移転するものである。

建物は323床を有する総合病院であり、災害拠点病院としての機能を備えるため、ヘリポート(場外離着陸場)を建物屋上に配置すると共に、高い耐震性を確保した免震構造としている。

本稿では、建物の計画概要および構造設計の概要を紹介する。

2 建物の概要

建物名称 医療法人 里仁会 興生総合病院移転新築計画

建設場所 広島県三原市円一町2丁目

用途 病院

建築主 医療法人 里仁会 興生総合病院

設計者 (株)フジタ広島支店一級建築士事務所、
(株)高環境エンジニアリング一級建築士事務所

工事監理 住田建築設計事務所、
(株)フジタ広島支店一級建築士事務所

施工 (株)フジタ広島支店

建築面積 3569.35m²

延床面積 23239.94m²

軒高さ 32.55m

構造種別 地下部：鉄筋コンクリート造
地上部：柱鉄筋コンクリート造
(一部鉄骨造)＋梁鉄骨造

架構形式 地上部：ラーメン架構
地下部：耐震壁付きラーメン架構

基礎形式 既製杭(プレボーリング拡大根固め工法：Hyper-MEGA工法)
地盤改良(静的締固め砂杭工法：SAVEコンポーザー工法)



図1 外観パース

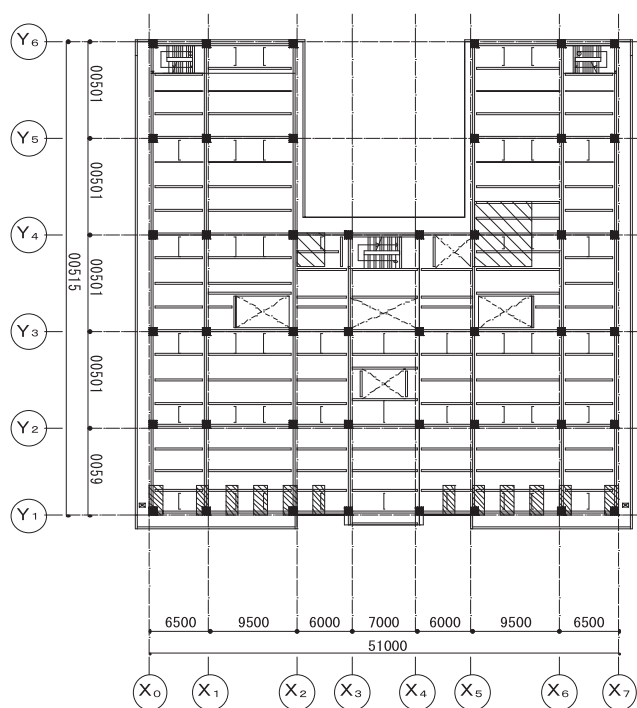


図2 基準階伏図

3 構造計画

地上部は柱を鉄筋コンクリート造(一部鉄骨造)、梁を鉄骨造とした複合構造とし、地下部は全て鉄筋コンクリート造とした地上8階・地下1階建の計画としている。地上部の柱梁接合部は、施工性を考慮し、囲み板形式としている。詳細を図3に示す。

主要な部材断面は柱が $B \times D = 850\text{mm} \times 850\text{mm}$ 、梁は $H-600 \times 300 \times 12 \times 25$ である。コンクリートは設計基準強度 $Fc24 \sim Fc33$ を使用している。

基礎は高支持力既製杭(プレボーリング拡大根固め工法: Hyper-MEGA工法)とし、設計GL-28~30m以深の砂礫層(N値50以上)を支持層としている。また、液状化の可能性あるGL-7m以浅については、静的締固め砂杭工法(SAVEコンポーザー工法)を採用している。

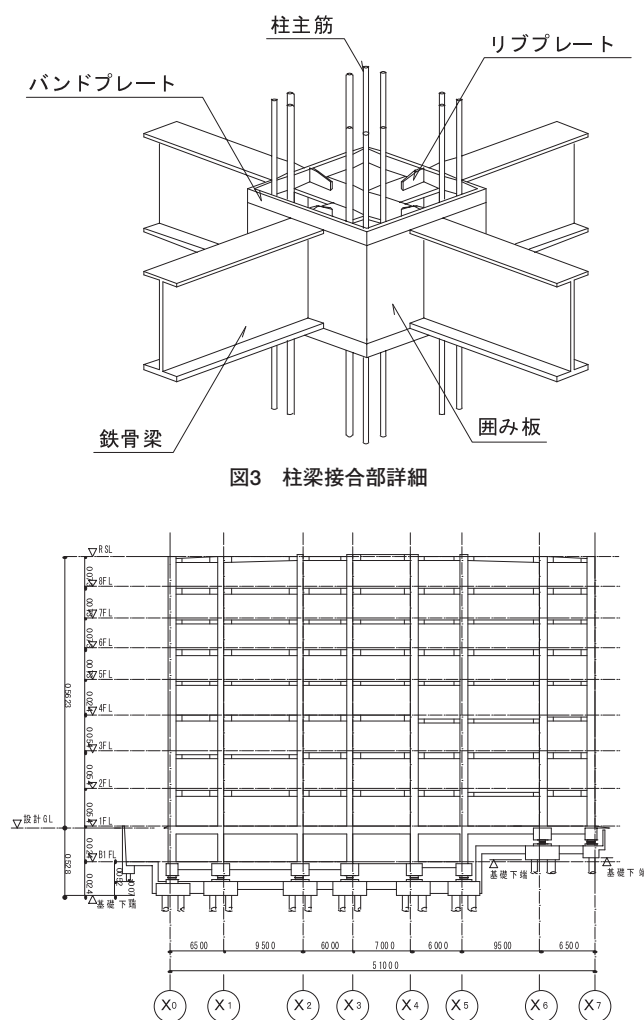


図3 柱梁接合部詳細

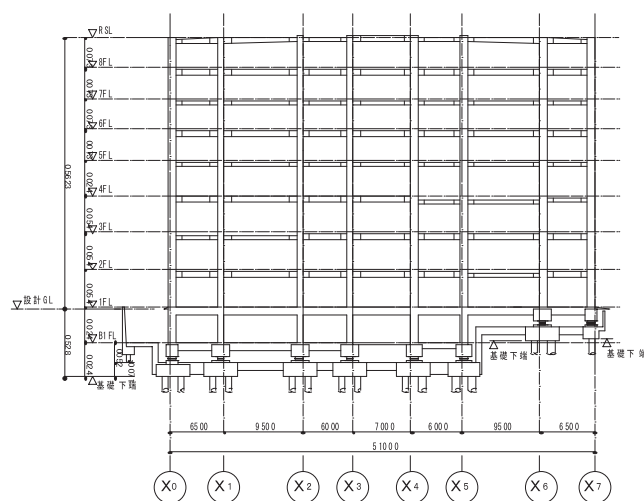
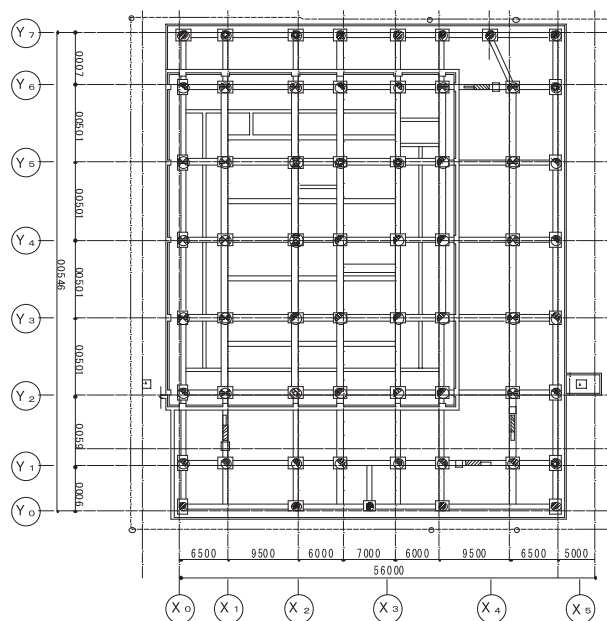


図4 軸組図

4 免震構造概要

免震部材の配置図を図5に示す。免震部材はB1階と1階の床下に設けた免震層に、鉛入り積層ゴム(800φ~900φ、計30基)、天然ゴム系積層ゴム(700φ~1000φ、計30基)、粘性ダンパー(1000kN用、4基)および剛すべり支承($\mu = 0.013$ 、 $\mu = 0.10$ 、計3基)を使用している。

積層ゴムの長期面圧は 10N/mm^2 程度以下とし、バランス良く配置を行うことにより、せん断歪みが50%~225%の範囲での免震層の偏心率は最大2.0%となっている。固有値解析の結果、100%せん断歪み時の等価1次固有周期は、X方向が3.599秒・Y方向が3.626秒となった。また、免震部材に粘性ダンパーを組み込むことにより、中小地震での減衰性の向上も図っている。



記号	免震部材		基数	備考
	部材種類	TYPE		
	鉛入積層ゴム	900φ	15基	鉛径 180
		800φ	15基	鉛径 160
	天然ゴム系積層ゴム	1000φ	2基	
		900φ	11基	
		800φ	7基	
		700φ	10基	
	剛すべり支承	FMA0050S500	1基	摩擦係数 $\mu = 0.013$
		FMB0020S500	2基	摩擦係数 $\mu = 0.10$
	粘性ダンパー	EAE-1000	4基	
計			67基	

図5 免震部材配置図

5 設計方針

目標耐震性能は表1のように定めた。

表1 目標耐震性能

	レベル1地震時	レベル2地震時
上部構造	・短期許容応力度以内 ・層間変形角 1/300 以下	・弾性限耐力以内 ・層間変形角 1/150 以下
免震部材	・最大せん断歪 150% (= 30cm:安定変形) 以下	・最大せん断歪 225% (= 45cm:性能保証変形) 以下 ・引張面圧-1.0N/mm² 以下 ・面圧とせん断歪は性能保証変形曲線以下 ・最大速度:100cm/sec 以下
基礎構造	・短期許容応力度以内	・終局強度以内 (地盤の変形を考慮する)

6 上部構造の時刻歴応答解析

6-1 入力地震動

本敷地は、1～2mが埋土層、その下のGL-20～25m付近までが砂質土主体の沖積層となっており、以深に砂礫層主体の洪積層が分布している。PS検層の結果、GL-26.7m以深より概ねVs=400m/s以上の洪積層が続いており、この層を告示波作成時の工学的基盤としている。

設計用入力地震動を表2に示す。

表2 設計用入力地震動

設計用入力地震動	最大加速度(cm/s ²) < 最大速度(cm/s) >	
	レベル1	レベル2
EL CENTRO 1940 NS	229.9<22.5>	459.7<45.0>
TAFT 1952 EW	223.6<22.5>	447.1<45.0>
HACHINOHE 1968 NS	148.6<22.5>	297.1<45.0>
告示波 ARTKSH11(ランダム位相)	61.5<10.8>	—
告示波 ARTKSH12(ランダム位相)	66.8<9.3>	—
告示波 ARTKSH13(ランダム位相)	62.2<10.6>	—
告示波 ARTKSH21(ランダム位相)	—	228.2<50.9>
告示波 ARTKSH22(八戸位相)	—	296.0<49.2>
告示波 ARTKSH23(神戸位相)	—	295.5<61.8>

6-2 解析モデル

本建物の時刻歴応答解析の解析モデルは、免震部材下部を固定とし、上部構造を8質点の等価せん断型モデルとしている。復元力特性はノーマルバイリニア型を用いた。減衰定数は、上部構造の1次固有周期に対して2%の瞬間剛性比例型とした。

免震層は鉛入り積層ゴムと天然ゴム系積層ゴムをせん断ばね、粘性ダンパーをダッシュポットとしてモデル化した。鉛入り積層ゴムのせん断ばねの復元力特性には、実験結果を元に修正バイリニアとRamberg-Osgoodモデルを組み合わせた修正BROモデ

ルを用いている。減衰定数はせん断ばねを0%とした。

6-3 解析結果

レベル2地震動に対し、最も免震層のベースシア係数が大きくなった加力方向の最大層せん断力係数と最大層間変形を図6に示す。

(免震部材は標準状態とする。)

免震層の最大層間変形は、27.3cm (ARTKSH23、X方向)で、免震層クリアランスの50cm以下となった。

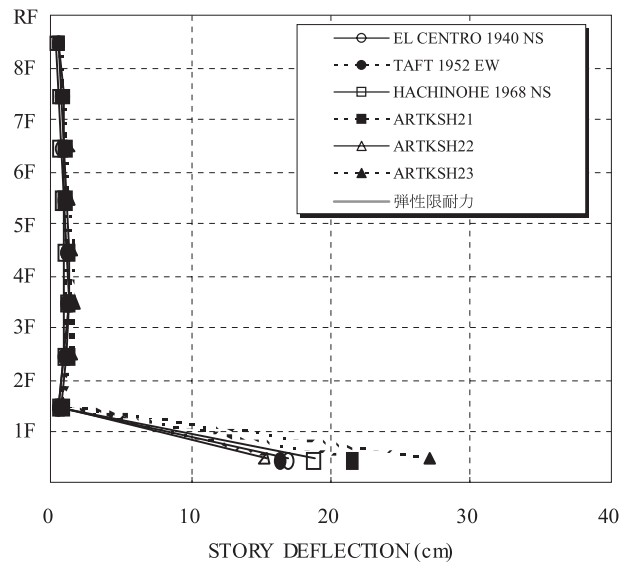
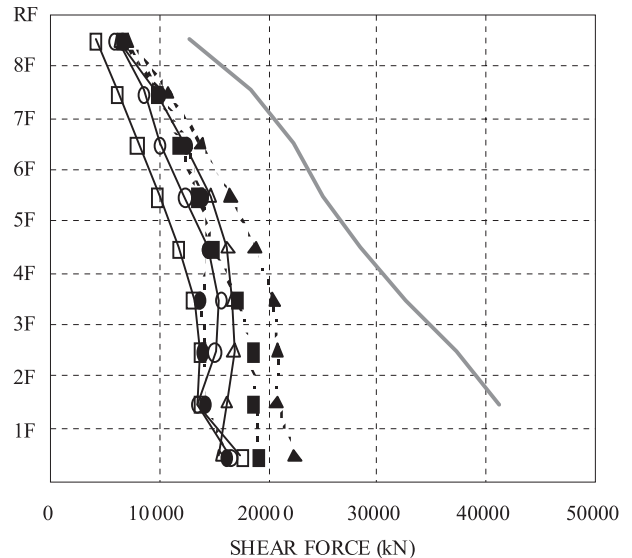


図6 最大層せん断力、最大層間変形 (Y方向)

7 免震部材の設計

免震部材の支持能力を検証するため、立体非線形応答解析を行い、地震動が水平2方向および上下方向に同時に作用した場合の免震部材に生じる応力に対する検討を行った。モデルの概要を図7に示す。

立体解析の結果、いずれの免震部材にも引拔が発生することがないことを確認した。鉛入り積層ゴム800φの変形性能図とARTKSH23入力時の応答を図8に示す。

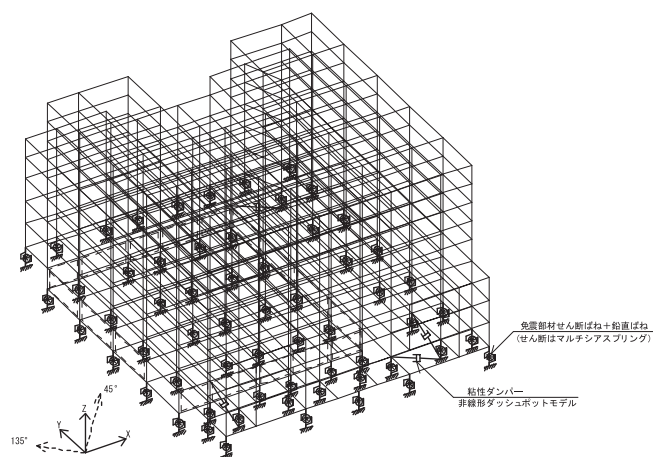


図7 立体解析モデル概要

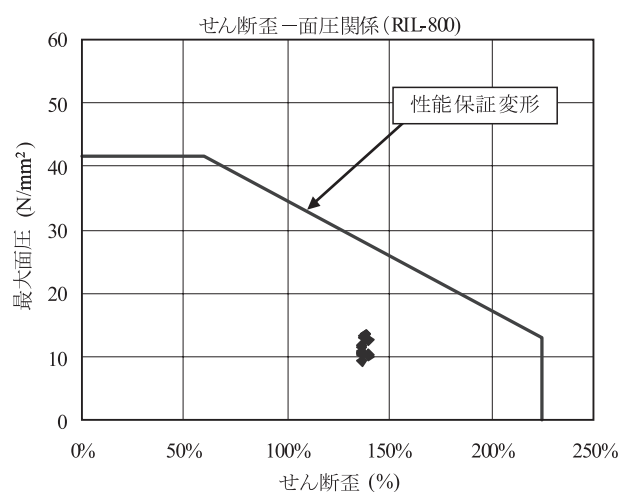


図8 変形性能図 (ARTKSH23 800φ)

8 まとめ

本建物は2008年3月に建築着工し、2009年6月の竣工に向けて現在施工中です。施工的にもより高品質な建物を造り上げるために、精度の向上を図っています。(図9参照)

最後に、本建物の設計をまとめるにあたり、多くの方々にご指導や助言をいただきました。この場をお借りして感謝を申し上げます。

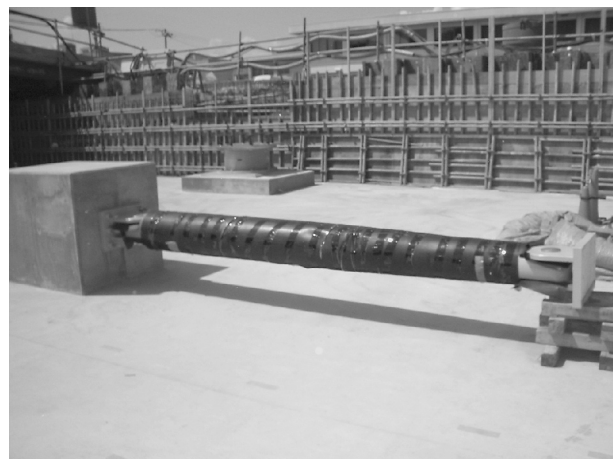


図9 免震部材施工状況