

10.13 Petronas Towers – zu Abschnitt 6.2.6

Architektur

Ende 1996, nach einer Bauzeit von drei Jahren, entstanden in Kuala Lumpur die Petronas Towers, das Residenzgebäude der gleichnamigen staatlichen Ölgesellschaft. Die beiden 451,90 m hohen Türme bilden das Portal zu dem neuen Stadtzentrum der malaisischen Hauptstadt und sie sind mit circa 218.000 m² Geschossfläche, verteilt auf 88 Geschosse, zugleich Zentrum einer riesigen neuen Stadt-in-der-Stadt (Bild 10.85). Im architektonischen Entwurf wird die traditionelle islamische Formensprache mit buddhistischen Elementen vereint: Zwei im Grundriss um 45° verdrehte Quadrate ergeben einen achtstrahligen Stern; zwischen den Zacken der sich überlagernden Quadrate befindet sich jeweils ein Halbkreis, so dass im Horizontalschnitt eine kreisförmige Figur aus 16 Dreiecken und Halbkreisen entsteht, immer im Wechsel aneinandergesetzt. Zwei zusätzliche zylindrische Anbauten mit einem Durchmesser von jeweils 23 m enden im 40. Geschoss in der Höhe einer Brücke, welche die beiden Hochhäuser miteinander verbindet und gleichzeitig die Torfunktion des Gebäudes betont. Die beiden an das Haupttragwerk angedockten Kreiszyylinder haben keinen Einfluss auf die Aussteifung der Hochhäuser.

Tragkonstruktion

Die Tragkonstruktion der Petronas Towers besteht aus einem Verbundsystem aus Stahl und hochfestem Beton. Eine aus betonierten Rundstützen bestehende Rahmenröhre (äußere Tragstruktur) leitet zusammen mit dem Gebäudekern aus Stahlbeton (innere Tragstruktur) die angreifenden Horizontallasten in das Fundament (Bild 10.86).

Im Bereich der Technikgeschosse wird die regelmäßige schubsteife Verbindung beider Röhren durch ein Auslegersystem ermöglicht. Die äußere Rahmenröhre und der innere Kern wirken zusammen als ein Rohr-in-Rohr System. Dieses ist in der Lage, eine angemessene Windersatzgeschwindigkeit von 35,1 m/s, gemessen zehn Meter über der Terrainoberkante, mit einer Windstoßdauer von drei Sekunden aufzunehmen. Die angenommenen maximalen Windkräfte haben eine Eintrittsperiode von fünfzig Jahren.

Die Stahlbetonkonstruktion hat eine Dichte von ungefähr 290 kg/m³. Der Stahlbetonkern und die Rahmenröhre jedes Turms bestehen aus circa 100.000 m³ Stahlbeton und 16.000 t Bewehrungsstahl. Die Betonfestigkeiten des Stahlbetonkerns und der zylindrischen Rohrstützen nehmen von 80 N/mm² im unteren Bereich auf 40 N/mm² an der Hochhausspitze

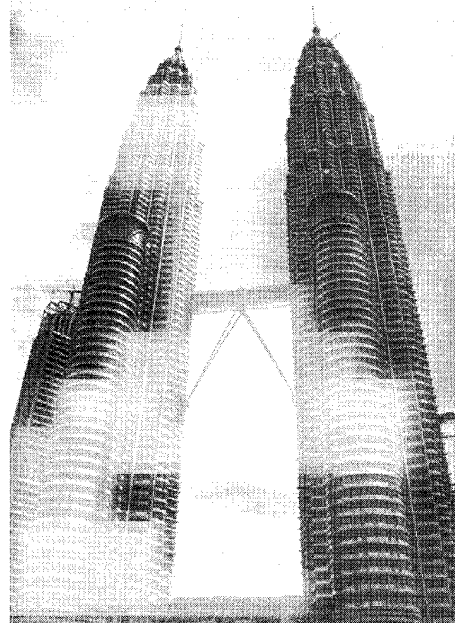


Bild 10.85 Ansicht der Petronas Towers

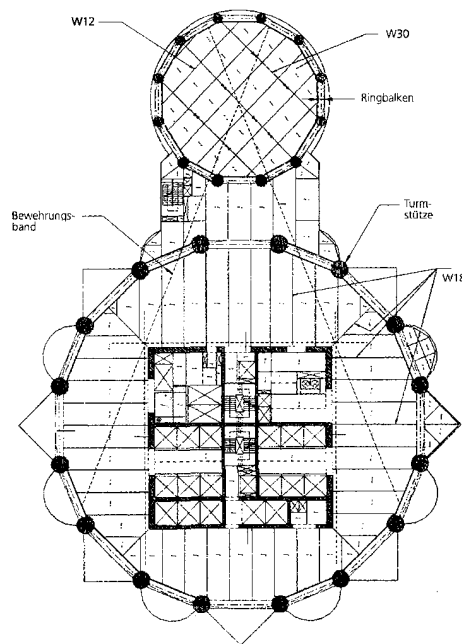


Bild 10.86 Tragwerksplan der Ebene 31 und 33 eines Turms [10.24]

ab. Bedingt durch die große Masse des eingespannten Hochhaustragwerks, sowie durch die zugelassenen und kalkulierten Bewegungen, bleiben die Spannungen im Beton relativ gering. Ein Beton mit hoher Festigkeit wurde aber gebraucht, um die notwendige Festigkeit und Druckkapazität herzustellen – was ab einem Elastizitätsmodul von 48.300 N/mm^2 der Fall ist.

Die Tragkonstruktion der Petronas Towers verdeutlicht insbesondere die Möglichkeiten von Stahl-Verbundkonstruktionen. Die ihren spezifischen Eigenschaften entsprechend genutzten Materialien – Beton, hauptsächlich für die vertikalen Tragglieder des Gebäudes und Stahl, hauptsächlich für die horizontalen Tragglieder der Deckenkonstruktion – führten zu einer wirtschaftlichen Tragstruktur, die innerhalb einer begrenzten Bauzeit verwirklicht werden konnte.

Der hochfeste Beton des zentralen Kerns, der Stützen und Ringträger des Rahmentragwerks und der Ausleger ermöglichte es, die Tragglieder wirtschaftlich zu dimensionieren und in jedem Geschoss ein Maximum an vermietbarer Fläche zu wahren. Mit diesem Material konnten geometrisch schwierige Knotenverbindungen des Tragwerks vergleichsweise einfach gelöst werden; zudem garantierten alleine die nackten Betonflächen den geforderten Brandschutz (z. B. Kernwände). Im Bezug auf die am Standort herrschende Windbelastung führt die innere Festigkeit von Beton und seine höhere Masse zu längeren, „verträglicheren“ Schwingungsperioden. Die große innere Materialdämpfung begrenzt die bei starken Windstößen auslösenden Auslenkungen des Hochhaustragwerks.

Die Stahlträger und die Stahldeckenkonstruktion erlaubten auf der anderen Seite eine schnelle und flexible Montage. Das gewählte Stahlrahmensystem für die Decken konnte vor Ort gefertigt werden; schwere Kräne waren nicht erforderlich. Die Verbunddecke aus Stahl und Beton ist brandsicher und bedarf keines zusätzlichen Überzugs aus Spritz-, Normal- oder Leichtbeton.

Die kreisförmige zylindrische Stahlbetonrahmenröhre, die im Umfang des Gebäudes angelegt ist, wird in 16 Segmente aufgeteilt. Die Röhre setzt sich aus Stahlbetonringträgern (Bild 10.87) und 16 runden Stahlbetonstützen zusammen, die jeweils im Abstand von 8,2 bis 9,8 m zueinander stehen. Der Stützendurchmesser verjüngt sich von 2,4 m an der Basis auf 1,2 m in der obersten Ebene.

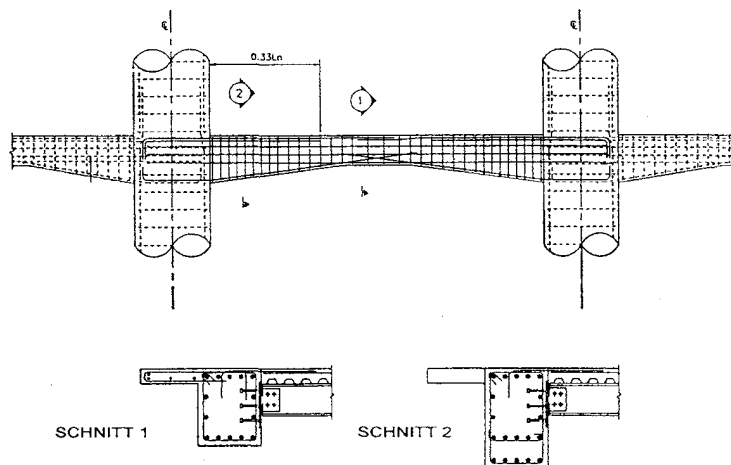


Bild 10.87 Schnitt und Details vom Peripherie-Ringträger [10.35]

Die Verwendung von Doppeldeckaufzügen erforderte konstante Geschosshöhen. Im oberen Drittel verjüngen sich die beiden Türme durch insgesamt fünf in der Höhe abgestuften Rücksprünge. Die Rücksprünge erfolgten nicht mit Kragträgern, sondern mit Hilfe von 3-geschossigen, geneigten Stützen (Bild 10.88). Oberhalb der 84. Ebene, wo die Neigung der Stützen am stärksten ist, wurden Stahlstützen und Stahlringträger verwendet, um komplizierte und aufwendige Schalarbeiten zu vermeiden.

Der quadratische Stahlbetonkern – 23 x 23 und 19 x 22 m im unteren, bzw. oberen Bereich – besitzt wechselnde Wandstärken – Peripheriewände: 750-350 mm, Innenwände: 350 mm – und verschiedene Betongüten. Die Innenkreuzwände des Kerns haben zur Maximierung der Systemsteifigkeit keine Öffnungen. Der Kern wird in Höhe des 38. Doppel-Technikgeschosses, an seinen vier Ecken mit dem zylindrischen Stahlbetonrahmenrohr durch Kragwandscheiben schubsteif verbunden, so dass ein maximaler innerer Hebelarm für die Ableitung der Horizontalkräfte aktiviert werden kann (Bild 10.89). Aus einer Windbelastung werden vom Kerntragwerk etwas mehr als die Hälfte des Drehmomentes im Fundamentbereich aufgenommen.

Das Stahldeckensystem stützt sich wiederum auf die innere und äußere Röhre ab und ist biegesteif mit diesen verbunden. Es besteht aus 457 mm hohen Walzträgern, angeordnet in einem Achsraster von drei Metern. Das Gewicht der Walzprofile beträgt 5.500 t.

Die darüberliegende 115 mm starke Deckenplatte setzt sich aus einem 51 mm hohen Trapezblech und 63 mm Aufbeton zusammen und ist schubsteif mit den Stahlträgern verbunden. Die im Bereich der Außenwand abwechselnd vorspringenden, dreiecks- und kreissegmentförmigen Deckenabschnitte werden an auskragenden Stahlfachwerkträgern aufgelagert, welche biegesteif an die Stützen der primären Tragkonstruktion angeschlossen sind.

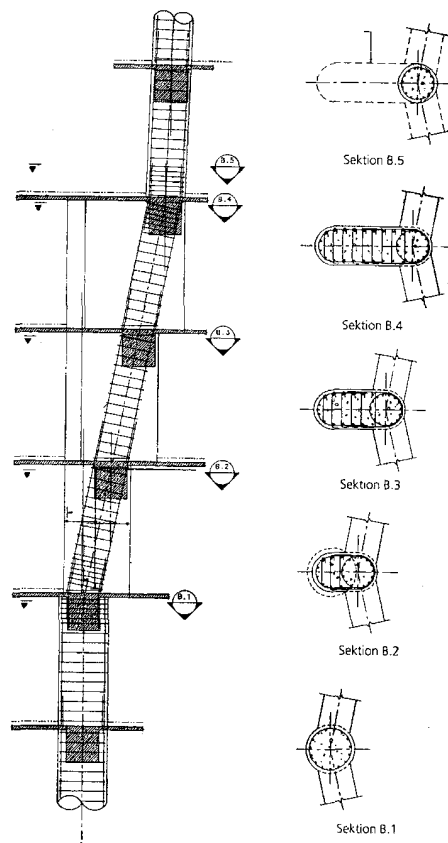


Bild 10.88 Detail vom Stützen-Rücksprung [10.24]

Die zweigeschossige Außenbrücke verbindet die beiden Hochhäuser im 41. und 42. Geschoss. Die Brücke ist als Zweigelenkbogen ausgeführt und hat eine Spannweite von 58,4 m. In der Mitte wird sie auf vier kreisförmigen Spreizen aufgelagert, die jeweils in der Außenwand des 29. Geschosses gelenkig aufgelagert sind (Bild 10.90).

Alle Verbindungen sind als Reibungsgelenke aus einer Teflonschicht und Edelstahl ausgeführt. Die Spreizen haben eine positive Wölbung, damit Verformungen aus dem Eigengewicht vermieden werden und bei starken Windbelastungen, bedingt durch die in gleicher Richtung maximale Auslenkung der Hochhäuser um 300 mm, keine Einspannmomente entstehen.

Zur Verhinderung von langjährigen Ermüdungseffekten in den Stahlgliedern aus den angreifenden Wechselkräften, sind die Spreizen mit jeweils drei geregelten Schwingungstilgern versehen, die rechnerisch auf ihre drei Haupteigenschwingungsformen abgestimmt sind (Bild 10.91). In dieser Weise wird in der ersten, siebten und neunten Schwingungsform, ein Dämpfungsgrad von 0,005, 0,0025, bzw. $< 0,0025$ erreicht.

Der obere Abschluss der Hochhäuser wird von einer gestuften, kegelförmigen Spitze aus acht radial angeordneten Edelstahlrahmen und einem Mast gebildet (Bild 10.92). Der 63 m hohe

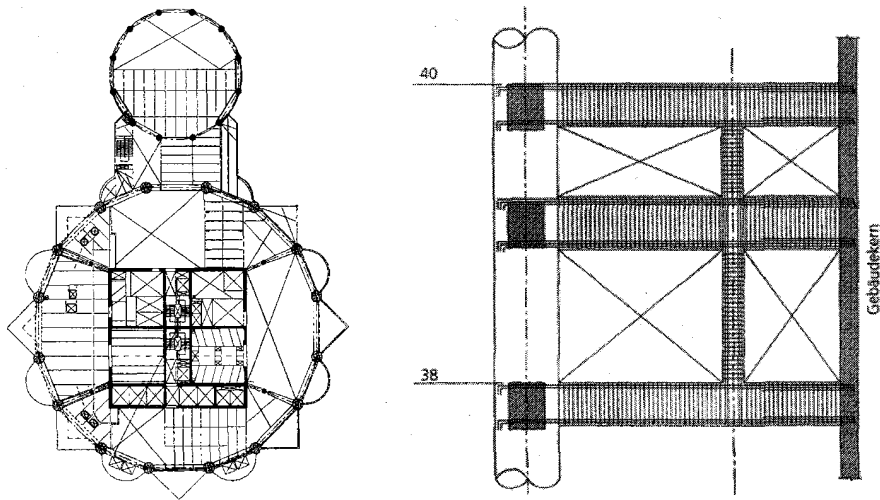


Bild 10.89 Grundriss und Ansicht der Ausleger im Bereich der Technikgeschosse [10.24]

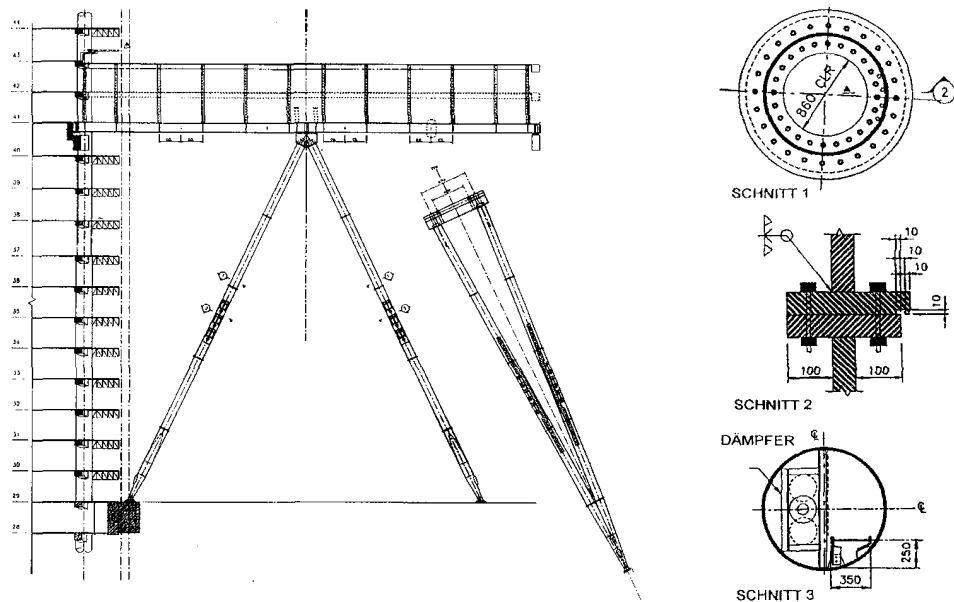


Bild 10.90 Ansicht der Außenbrücke und Details der Konstruktion [10.24, 10.35]

Mast wird etwa bis zur halben Höhe von der Turmspitze stabilisiert, in welcher sowohl Scheinwerfer für die Beleuchtung als auch eine Luftfahrtwarnbefeuerung integriert sind.

Zur zusätzlichen Sicherheit ist im oberen Mastbereich ein schlichter Stoßdämpfer aus einer gummi-verkleideter Kette integriert worden. Die galvanisierte Ankerkette hat eine Massendichte von 54 kg/m und eine Länge von 7,3 m. Sie wirkt als Pendeldämpfer und soll eine möglichst

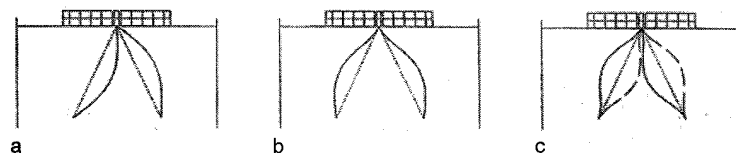


Bild 10.91 Eigenschwingungsformen der Spreizen der Außenbrücke [10.35]

- a) 1. Eigenform; 4 Spreizen in einer Richtung
 b) 7. Eigenform; Spreizenpaare in gegensätzlicher Richtung
 c) 9. Eigenform; Verdrehung der Spreizenpaare

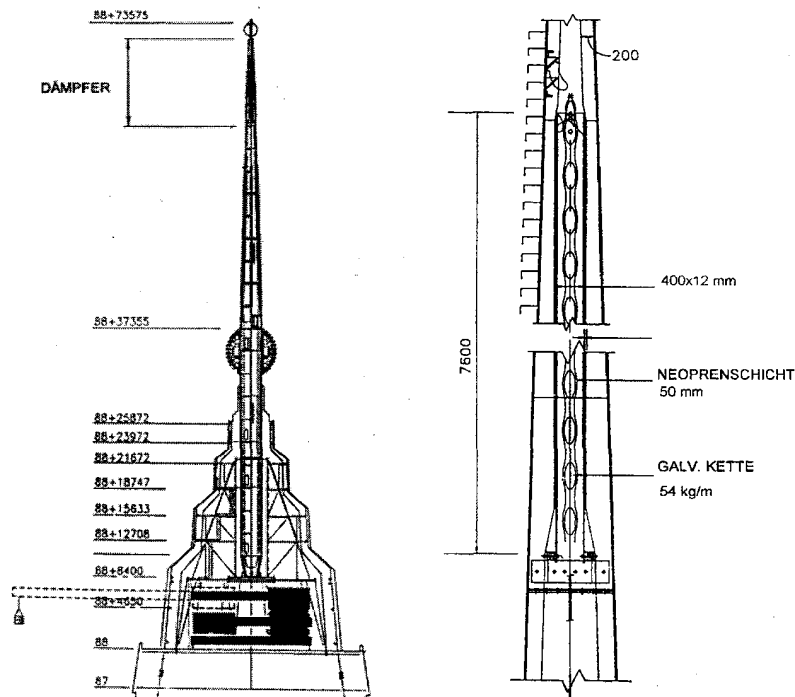


Bild 10.92 Struktur der Hochhausspitze und Ansicht des Stoßdämpfers im Mastbereich [10.24, 10.35]

große Effektivität in mehrfachen Schwingungsformen haben. Die effektive Auslenkung des Pendels beträgt circa 70 mm innerhalb des Mastgehäuses. Da die Masse der Kette kleiner als diejenige des Mastes ist, wird sie auch bei kleineren Mastverschiebungen den oberen Grenzwert zur Dämpfungsaktivierung erreichen.

Ein unterirdisches, 19 m tiefes Podium, das sechs Ebenen beinhaltet, wird von einer 30 m tiefen und 0,8 m starken Wandscheibe mit einer Länge von 970 m getragen. Die Hochhäuser stehen jeweils auf einer 4,5 m starken, massiven Stahlbetonplatte, mit einer Betonfestigkeit von 60 N/mm². Jede Fundamentplatte ruht auf insgesamt 104 Stahlbetonpfählen, mit einer Betonfestigkeit von 45 N/mm², welche die Vertikallasten über Mantelreibung und Spitzendruck in den Baugrund ableiten (Bild 10.93a). Die Pfähle weisen unterschiedliche Längen auf, von 40 m

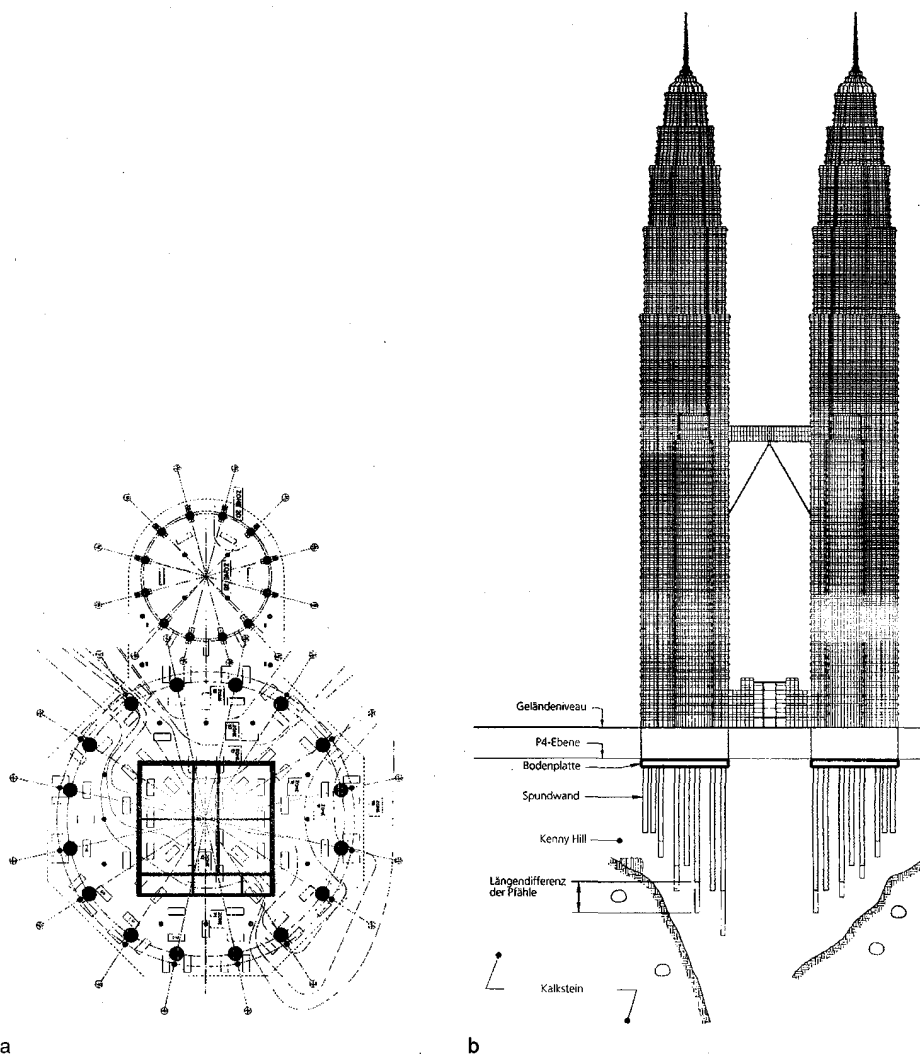


Bild 10.93 Petronas Towers

a) Layout von Reibungspfählen [10.24]

b) Gebäudeansicht und Fundamentprofil [10.36]

auf den einander abgewandten Turmseiten, bis zu 105 m auf den einander zugewandten Seiten der Türme (Bild 10.93b). Dieses liegt einerseits am starken Gefälle der festen Bodenschicht im mittleren Gründungsbereich, zum anderen überlagert sich die resultierende Bodenpressung jedes einzelnen Turms im Bereich der einander zugewandten Seiten. Die ins Erdreich gerammten Pfähle haben einen Querschnitt von 1,2 x 2,8 m.

Grundlage für die Windtunneluntersuchungen der beiden Hochhäuser bildete ein 1:400 aeroelastisches Modell mit einem Dämpfungsgrad von 0,01 bis 0,03. Die Eigenperiode von jedem Hochhaus liegt bei 9 s und die erste Torsionsform entspricht einer Eigenperiode von etwa 6 s (Bild 10.94). Die vorherrschenden Windlasten bewirken im obersten Geschoss eine maximale

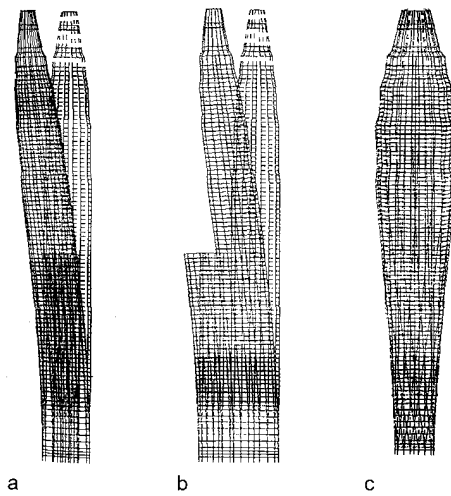


Bild 10.94 1., 2. freie Schwingungsform (a,b) und 3. freie Torsionsform (c) [10.24]

Auslenkung von 560 mm. Die maximalen Beschleunigungen liegen im Bereich von 0,014 g bis zu 0,018 g, und somit unterhalb der 0,021 g Grenze für Bürogebäude mit langer Schwingungsperiode. Aus diesem Grund ist auf eine zusätzliche viskoelastische Dämpfung des Tragsystems verzichtet worden.

Architekt:

Cesar Pelli & Associates, Inc., New Heaven
Adamson Associates, Toronto
KLCC Berhad Arch. Division, Malaysia

Tragwerksplaner:

Thornton-Tomasetti Engrs., New York, NY
Ranhill Bersekutu Sdn. Bhd., Malaysia